

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Construction Métallique.

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE A
USAGE D'HABITATION (R.D.C + 4) A TIGHENNIF**

Présenté le 14 juin 2017 par :

BAROUDI Ahmed Nadir

BERREZOUG Riyad

Devant le Jury composé de :

Mr KDROUSSI Belkacem.	Président
Mr BABA AHMED Ismail.	Examineur
Mr HAMDAOUI Karim.	Examineur
Mr RAS Abdel Ouahab.	Encadreur

Dédicaces

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

A ma très chère mère

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A la mémoire de mon père

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquente soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir.

A mon frère et mes sœurs pour le soutien moral, à toute la famille Berrezoug

A tout les personnes qui sont proche à mon cœur mes amis ainsi a tout mes camarades de classe avec qui j'ai partagé 3 année superbe

Je remercie mon binôme Mr BAROUDI Nadir avec qui j'ai partagé des moments difficile ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus

BERREZOUG Riyad

Dédicaces

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

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

*A mon frère et mes sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur
soutien moral,*

A tout mes amis et mes camarades,

Je remercie mon binôme Mr BERREZOUG Riyad,

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

BAROUDI Ahmed Nadir

REMERCIEMENT

*Louange à ALLAH, le Donateur Suprême et le Bienfaiteur
Glorifié, qui nous a aidés à accomplir cet humble travail et à le
Mener à bon terme. Ce travail n'aurait pas pu s'accomplir sans
Son agrément et Sa Miséricorde.*

*A notre encadreur **Mr RAS** avec qui nous avons eu le
privilege de travailler
et d'apprécier ses qualités et ses valeurs. son sérieux, sa
Compétence et son sens du devoir nous ont énormément
marqués. Veuillez trouver ici l'expression de notre
respectueuse
considération et notre profonde admiration pour toutes vos
qualités scientifiques. Vous nous avez toujours
réservé le meilleur accueil, malgré vos obligations
professionnelles,
Ce travail est pour nous l'occasion de vous témoigner
notre profonde gratitude.*

*Nos parents pour tous les bienfaits qu'ils nous ont
accordés, leur écoute, leur disponibilité et leur grand
Amour.*

*Nous remercions également tous nos enseignants durant
tout notre cursus et spécialement les professeurs de la
construction métallique.*

*Nous remercions s'adressent aussi aux membres du
jury qui nous font l'honneur d'examiner ce travail.*

*Nous remercions vivement Monsieur **KDROUSSI**
Belkacem qui a bien voulu accepter de présider ce jury ainsi*

*que Monsieur BABA AHMED Ismail et Monsieur
HAMDAOUI Karim d' avoir pris la peine de lire et évaluer
notre modeste travail.*

Résumé :

Ce projet consiste à étudier la structure d'un bâtiment R+4 étages à usage résidentiel en charpente métallique à Teghenif wilaya de MASCARA. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes, en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique (vent, neige, frottement) selon le « RNV version 2013 », ensuite l'étude du plancher mixte selon « L'EUROCODE 4 », après, l'étude dynamique selon le « RPA99 v 2003 », puis, le dimensionnement des différents éléments (principaux et secondaires) et l'étude des assemblages selon le « CCM97 », et par la suite l'étude de l'infrastructure selon le « CBA 93 et le DTR fondation ».

Mots clés : Charpente métallique, RPA 99(version2003), CCM97, RNV (version 2013, DTR B.C.2.2, eurocode 3 et eurocode 4

Abstract :

This project studies the structure of 4 floors residential building in metal framework in the wilaya of MASCARA. This project is elaborated in several stages, firstly the evaluation of loads and overloads, the climatic study (wind, snow, friction) according to the "RNV99 v 2013", after, the study of the mixed floor according to "L'EUROCODE 4 ", the dynamic study according to " RPA99 v 2003 ", then the dimensioning of the various elements (principal and secondary) and the study of the assemblies according to the " CCM97 ", and subsequently the study of the Infrastructure according to the "BAEL91

Key words: Metal frame, RPA 99(version2003), CCM97, RNV 99 (version 2013, DTR B.C.2.2. eurocode 3 et eurocode 4

المخلص

هذا المشروع هو دراسة هيكل معدني متكون من طابق سفلي و 4 طابق لإستخدام السكني بمدينة تخنيف ولاية معسكر إعداد هذا المشروع تم على أولا تقييم الحمولات (الرياح ، الثلوج) لوثيقة تقنيية نظامية (RNV version 2013) تم دراسة الأرضية المركبة وفقا لوثيقة تقنيية نظامية (EUROCODE 4) بعد ذلك قمنا بدراسة ديناميكية للمبنى وفقا لوثيقة تقنيية نظامية (RPA 99 version 2003) تم حساب قياسات الأجزاء الرئيسية و الثانوية للمبنى وحساب الأجماع وفقا لوثيقة تقنيية نظامية (CCM97) و بعد ذلك تمت دراسة البنية التحتية للمبنى وفقا لوثيقة تقنيية نظامية (CBA 93 et DTR de fondation) كلمات مفتاحية : هيكل الحديدي ، القانون المضاد للزلازل 99 ، قانون التصميم الحديدي 97

TABLE DES MATIERES

Résumé, Abstract, ملخص	
Liste des notations	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
INTRODUCTION	01
I. PRESENTATION DU PROJET	02
I.1. Présentation du projet.....	02
I.2. Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment	02
I.3. Règlements utilisés	04
I.4. Logiciels utilisés	04
I.5. Matériaux utilisés.....	04
I.5.1. Acier de construction.....	04
I.5.2. Le béton	04
I.6. Les assemblages.....	04
I.6.1. Le boulonnage	04
I.6.2. Le soudage	05
I.7. Conception structurale.....	05
I.7.1. Structure horizontale	05
I.7.2. Structure verticale.....	06
II. DESCENTE DES CHARGES	08
II.1. Introduction	08
II.2. Charges permanentes	08
II.2.1. Niveau Plancher terrasse inaccessible.....	08
II.2.2. Niveau plancher courant.....	09
II.2.3. Escalier	10

II.2.4. Murs extérieurs	10
II.2.5. Murs Intérieurs.....	11
II.3. Surcharges d'exploitations	11
II.4. Les charges climatiques	12
II.4 .1. Effet de la neige	12
II.4.2. Effet du vent	12
III. ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.....	32
III.1. Introduction	32
III.2. Critères de classification par le RPA99 version2003	32
III.2.1. Classification de l'ouvrage	32
III.3. Principe de la méthode modale spectrale	32
III.3.1. Analyse dynamique de la structure	33
III.3.2. Modélisation de la structure	33
III.3.3. Spectre de réponse de calcul.....	33
III.3.4. Analyse modale	34
III.4. Vérification de la structure	36
III.4.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	36
III.4.2. Vérification de la force sismique à la base.....	37
III.4.3. Vérification des déplacements.....	37
III.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	38
IV PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	40
IV.1.Introduction.....	40
IV.2.Pré dimensionnement	40
IV.2.1. Les solives	40
IV.2.2. Les poutres	46
IV2.3. Les poteaux	51
V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX ET SECONDAIRES.....	56
V.1. Introduction	56
V.2. Dimensionnement des poutres	56
V.2.1. Poutre principale de rive terrasse.....	56

V.2.2. Poutre principale de rive étage courant	57
V.2.3. Poutre principale intermédiaire terrasse	57
V.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant	58
V.2.5. Poutre secondaire terrasse	58
V.2.6. Poutre secondaire étage courant	59
V.2.7. Poutre console.....	59
V.2.8.Poutre secondaire console	60
V.3. Dimensionnement des poteaux.....	61
V.3.1.Condition de résistance	61
V.4. Dimensionnement des contreventements.....	65
V.4.1. Dans la direction Y	65
V.4.2. Dans la direction X	67
V.5. Dimensionnement des solives	69
V.5.1. Solive de terrasse	69
V.5.2. Solive d'étage courant.....	69
V.6. Etude de l'escalier	69
V.6.1.Conception.....	69
V.6.2.Dimensionnement des escaliers	70
V.7.Dimensionnement de l'acrotère.....	76
V.7.1.Calcul de l'acrotère.....	77
VI. ETUDE DU PLANCHER MIXTE	82
VI.1. Introduction.....	82
VI.2. Vérification de la tôle profilée	82
VI.2.1.Vérification à l'état limite ultime	83
VI.2.2.Vérification à l'état limite de service.....	83
VI.3. Plancher mixte de terrasse	83
VI.3.1.Vérification de la section mixte.....	86
VI.3.2.Etude des connecteurs.....	86
VI.3.3.Calcul du ferrailage	88
VI.4.Plancher mixte de l'étage courant	89
VI.4.1.Vérification de la tôle profilée	89

VI.4.2.Vérification à l'état limite ultime	89
VI.4.3.Vérification à l'état limite de service.....	90
VI.4.4.Vérification de la section mixte.....	90
VI.4.5.Etude des connecteurs.....	82
VI.4.6.Calcul du ferrailage	93
VII. ETUDE DES ASSEMBLAGES	95
VII.1. Introduction	95
VII.2. Calcul des assemblages	95
VII.2.1.Assemblage poteau-poteau	95
VII.2.2.Assemblage poteau –poutre	98
VII.2.3.Assemblage poutre-solive.....	102
VII.2.4.Assemblage du contreventement.....	102
VIII. ETUDE DES FONDATIONS.....	108
VIII.1. Introduction	108
VIII.2. Choix des fondations	108
VIII.3. Le rapport géotechnique.....	108
VIII.4. Assemblage pied de poteaux	108
VIII.4.1.Dimensionnement de la plaque d'assise.....	109
VIII.4.2.Résistance des tiges d'ancrage.....	113
VIII.4.3.Vérification de la soudure	113
VIII.5. Les faux puits	114
VIII.5.1.Pré-dimensionnement.....	114
VIII.5.2.Calcul du ferrailage.....	114
VIII.6. Calcul des semelles.....	115
VIII.6.1.Pré-dimensionnement.....	115
VIII.6.2.Calcul de la hauteur de la semelle.....	115
VIII.6.3.Vérification de la stabilité	116
VIII.6.4.Calcul du ferrailage.....	116
VIII.6.5.Condition de non fragilité.....	116
VIII.7. Les fûts	118

VIII.7.1.Calcul du ferrailage	118
VIII.7.2.Calcul des longrines	118
CONCLUSION GENERALE	121
Références bibliographiques	
Annexes	

LISTE DES NOTATIONS

Les charges :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- S : Surcharge climatique de la neige.
- W : Surcharge climatique du vent.
- E : Action sismique.

Les caractéristiques d'un profile en I ou H :

- b : la longueur de la semelle
- d : la hauteur de l'âme.
- h : Hauteur du profilé.
- t_f : Epaisseur d'une semelle de profile.
- t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

Majuscules latines :

- A : Aire brute d'une pièce.
- A_{net} : Aire nette d'une pièce.
- A_w : Aire de l'âme.
- A_v : Aire de cisaillement.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale.
- I : Moment d'inertie.
- K₀ : Coefficient de flambement.
- K_t : Facteur de terrain.
- L : Longueur.

M : Moment de flexion.
 M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.
 M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{Pl} : Moment plastique.
 $M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .
 $N_{pI,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{Sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,sd}$: Effort normale de traction.
 N_{csd} : Effort normal de compression.
 $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
 h : Hauteur d'une pièce.
 L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 L_f : Longueur de flambement.
 t : Épaisseur d'une pièce.
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.
 $n_{l,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.
 γ_M : Coefficient de sécurité.
 λ : Élancement.
 λ_{LT} : Élancement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.
 ϕ_{LT} : Rotation de déversement.
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.
 μ : coefficient de forme de la charge de neige.
 δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indice :

crit : Critique.
adm : admissible
eff : efficace.
fr : Frottement.
m : Moyenne.
réf : Référence.
max : Maximum.
min : Minimum.
corresp : Correspondante.
e : Externe.
i : Interne.
x : Sens x.
y : Sens y.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue en 3D du bâtiment avec cotations.....	02
Figure I.2 : Plan de façade principale.....	03
Figure I.3 : Plan de rez de chaussée	03
Figure I.4 : Construction d'un plancher collaborant	05
Figure I.5 : Coupe sur un mur en double parois	06
Figure I.6 : Les dimensions de brique utilisée.....	06
Figure II.1 : Plancher terrasse	08
Figure II.2 : Action du vent suivant les deux directions V1 et V2.....	12
Figure II.3 : répartition de la pression dynamique.....	15
Figure II.4 : Légende pour les parois verticales	21
Figure II.5 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales	21
Figure II.6 : Légende pour les toitures plates.....	22
Figure II.7 : valeur de C_{pe} pour la toiture.....	22
Figure II.8 : coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p	23
Figure II.9 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V1)	25
Figure II.10 : Légende pour les parois verticales	26
Figure II.11 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales	26
Figure II.12 : Légende pour les toitures plates.....	27
Figure II.13 : Valeur C_{pe} de la toiture.....	27
Figure II.14 : Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I (V2).....	30
Figure III.1 : spectre de réponse suivant X.....	35
Figure III.2 : spectre de réponse suivant Y	35
Figure IV.1 : Présentation schématique des solives.....	40
Figure IV.2 : Solive de toiture uniformément chargé par Q.....	41
Figure IV.3 : Disposition des solives	43
Figure IV.4 : Solive de plancher courant uniformément chargé par q.....	44
Figure IV.5 : disposition des poteaux.	51
Figure IV.6 : Poteaux le plus sollicité.....	51

Figure V.1 : contreventement en X suivant la direction Y	60
Figure V.2 : contreventement en V suivant la direction X.....	62
Figure V.3 : Escaliers	65
Figure V.4 : Répartitions des charges	68
Figure V.5 : Coupe verticale de l'acrotère	71
Figure V.6 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	75
Figure VI.1 : Eléments constructifs du plancher mixte.....	82
Figure VI.2 : Les dimensions de la tôle Hi-bond 55.....	82
Figure VI.3 : montage poutre dalle	84
Figure VI.4 : Largeur efficace de la dalle	84
Figure VI.5 : disposition des connecteurs	87
Figure VI.6 : Les dimensions d'un connecteur.....	87
Figure VI.7 : espacement entre connecteurs.....	88
Figure VI.8 : espacement entre connecteurs.....	93
Figure VII.1 : Assemblage poteau – Poteau.....	96
Figure VII.2 : Distance entre axe des boulons	97
Figure VII.3 : Assemblage poteau- poutre.....	99
Figure VII.4 : Disposition constructive de la platine.....	101
Figure VII.5 : assemblage poutre solive	102
Figure VII.6 : Assemblage des éléments de Contreventement	104
Figure VII.7 : assemblage contreventement en V	104
Figure VIII.1 : assemblage pied de poteau	108
Figure VIII.2 : Plaque d'assise à projection court.....	110
Figure VIII.3 : disposition constructive	111
Figure VIII.4 : Disposition des armatures des faux-puits.....	115
Figure VIII.5 : Dimensions de la semelle	118
Figure VIII.6 : Disposition des cadres.....	118
Figure VIII.8 : Disposition des cadres.....	120

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Charge permanente pour terrasse.....	07
Tableau II.2 : Charge permanente d'un plancher courant.....	08
Tableau II.3 : Charge permanente d'une volée.	09
Tableau II.4 : Charge permanente d'un palier.	10
Tableau II.5 : Charge permanente des murs extérieurs.	09
Tableau II.6 : Charge permanente pour les murs intérieurs.	10
Tableau II.7 : Surcharges d'exploitations.	10
Tableau II.8 : Valeurs de la pression dynamique de référence.	13
Tableau II.9 : Définition des catégories de terrain.	13
Tableau II.10 : Coefficient de rugosité.	14
Tableau II.11 : Coefficient d'exposition au vent.....	15
Tableau II.12 : La pression dynamique de pointe.	15
Tableau II.13 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.	21
Tableau II. 14 : Valeur de Cpe pour les toitures plates.....	22
Tableau II.15 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V1).....	23
Tableau II.16 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 1er étage (V1).....	24
Tableau II.17 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 2 ^{ème} étage (V1).....	24
Tableau II.18 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 3 ^{ème} étage (V1).	24
Tableau II.19 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 4 ^{ème} étage (V1)	24
Tableau II.20 : les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la terrasse (V1).....	25
Tableau II.21 : Valeur C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.	26
Tableau II.22 : Valeur C_{pe} de la toiture.....	27
Tableau II.23 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V2).....	28
Tableau II. 24 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 1er étage (V2).....	28
Tableau II.25 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 2 ^{ème} étage (V2).....	29
Tableau II.26 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 3 ^{ème} étage (V2).	29
Tableau II.27 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 4 ^{ème} étage (V2)	29
Tableau II.28 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V2).....	29

Tableau III.1 : Valeur de facteur de qualité.....	34
Tableau III 2 : valeurs des modes propres.....	36
Tableau III.3 : Résultante des forces sismiques à la base.....	37
Tableau III.4 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+1.2E sens X.....	38
Tableau III.5 : déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+1.2E sens Y.....	38
Tableau III.6 : Vérification dans le sens X de l'effet P- Δ	39
Tableau III.7 : Vérification dans le sens Y de l'effet P- Δ	39
Tableau IV.1 : Valeurs limites des flèches.....	41
Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé IPE160.....	42
Tableau IV.3 : Pré-dimensionnement des solives de terrasse.....	43
Tableau IV.4 : Pré-dimensionnement des solives de l'étage courant.....	46
Tableau IV.5 : Caractéristiques du profilé IPE270.....	47
Tableau IV.6 : Pré dimensionnement poutre de rive.....	48
Tableau IV.7 : : Caractéristiques du profilé IPE240.....	48
Tableau IV.8 : Pré dimensionnement de la poutre intermédiaire.....	49
Tableau IV 9 : Pré dimensionnement de la poutre de rive.....	49
Tableau IV.10 : Pré dimensionnement poutre secondaire terrasse.....	49
Tableau IV.11 : Pré dimensionnement poutre secondaire etage courant.....	50
Tableau IV.12 : Pré dimensionnement poutre console principale.....	50
Tableau IV.13 : Pré dimensionnement poutre console secondaire.....	50
Tableau IV.14 : Tableau récapitulatif des profilés.....	51
Tableau IV.15 : Descende de charges.....	52
Tableau IV.16 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	53
Tableau IV.17 : Caractéristiques du profilé HEA 200.....	53
Tableau IV.18 : Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.....	55
Tableau V.1 : Dimensionnement poutre principale éage courant.....	54
Tableau V.2 : Dimensionnement poutre principale intermediaire terrasse.....	54
Tableau V.3 : Dimensionnement poutre principale étage courant.....	55
Tableau V.4 : Dimensionnement poutre secondaire terrasse.....	55
Tableau V.5 : Dimensionnement poutre secondaire étage courant.....	56

Tableau V.6 : Dimensionnement poutre en console.	56
Tableau V.7 : Dimensionnement poutre en console.	57
Tableau V.8 : Vérification des poteaux aux conditions de la résistance.	59
Tableau V.9 : Vérification des solives de terrasse.	64
Tableau V.10 : Vérification des solives étage courant.	64
Tableau V.11 : caractéristiques de la cornière L40x40x4.	66
Tableau V.11 : caractéristiques du profilé UPN80.	68
Tableau V.11 : caractéristique du profilé IPE160.	70

Introduction

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en béton précontraint, charpente en bois ou charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation. Il se situe à Toghennif dans la wilaya de MASCARA.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, l'application de la réglementation technique en vigueur et les logiciels de calcul disponibles. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

I.1. Présentation du projet:

Le projet en question est un bâtiment à étages destiné au logement en charpente métallique de (RDC + 4 étages), Implanté à Tighennif wilaya de MASCARA. «Zone IIa : zone à sismicité moyenne selon la classification du l'RPA Version 2003 ».

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

Les planchers sont en dalle pleine section mixte de 12 cm d'épaisseur.

Les remplissages des façades sont en maçonnerie.

L'ouvrage est composé d'un rez-de-chaussée et de 4 étages destinés au logement. Chaque étage est composé de deux appartements de 126m² de surface chacun.

I.2. Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment :

Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Longueur : $L_1=23.81\text{m}$

Largueur : $L_2=12.05\text{m}$

Hauteur total: $H_T= 17.60\text{m}$

Hauteur d'étage $H_E =3.40\text{m}$

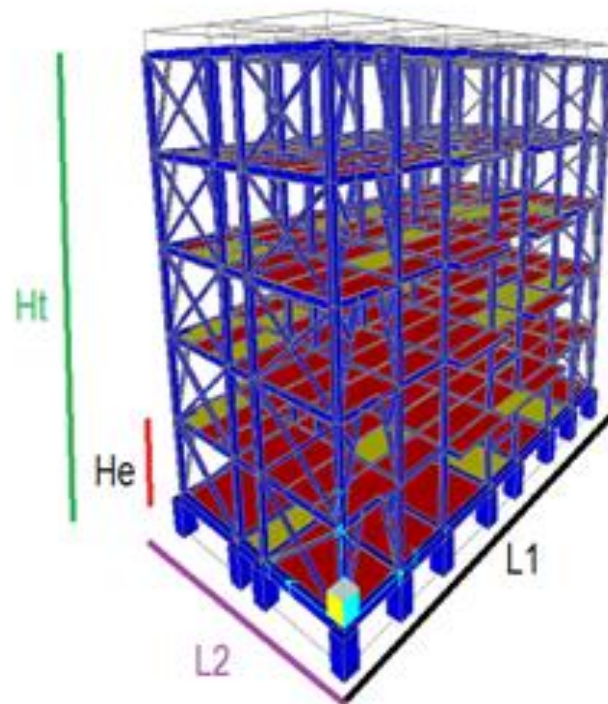


Figure I.1 : Vue en 3D du bâtiment avec cotations.

Chapitre I : présentation du projet

Les plans de façade et de rez de chaussée sont donnés comme suite :

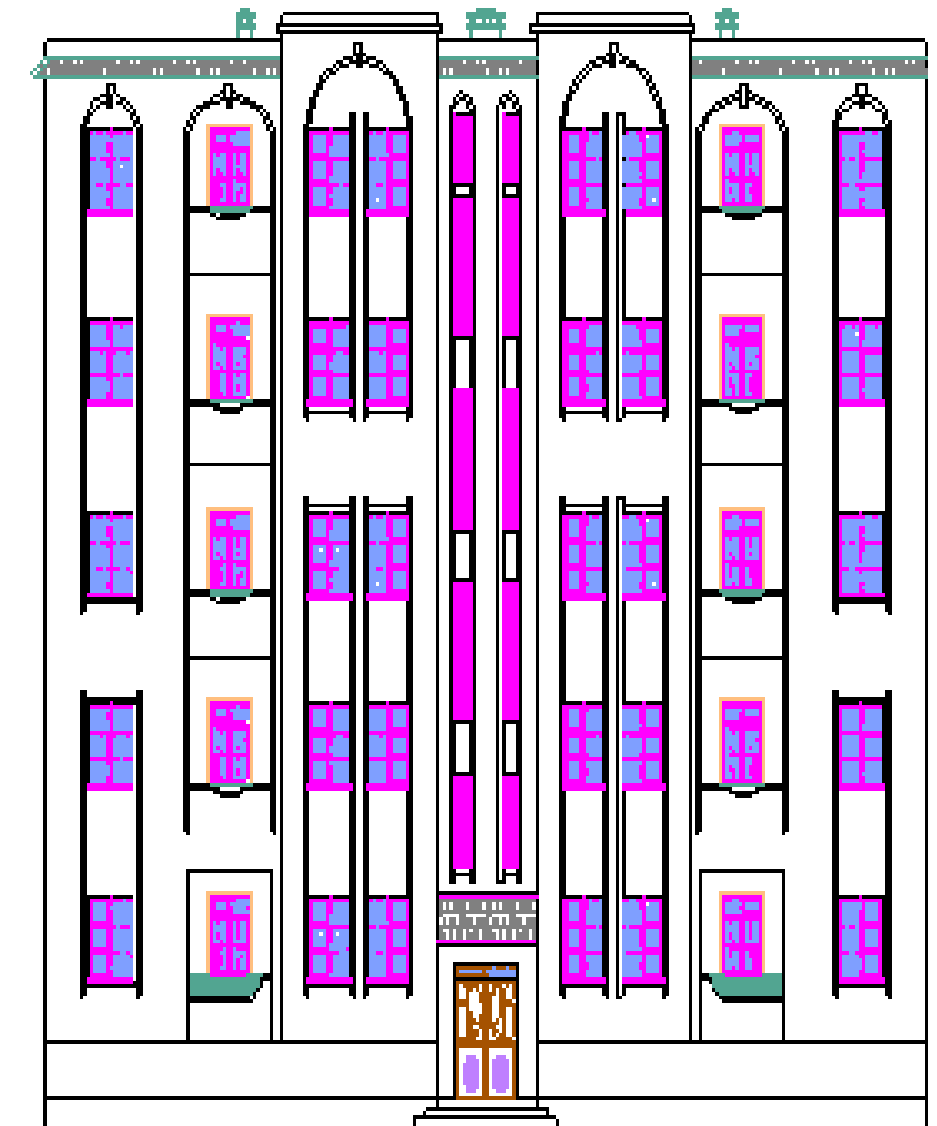


Figure I.2 : Plan de la façade principale

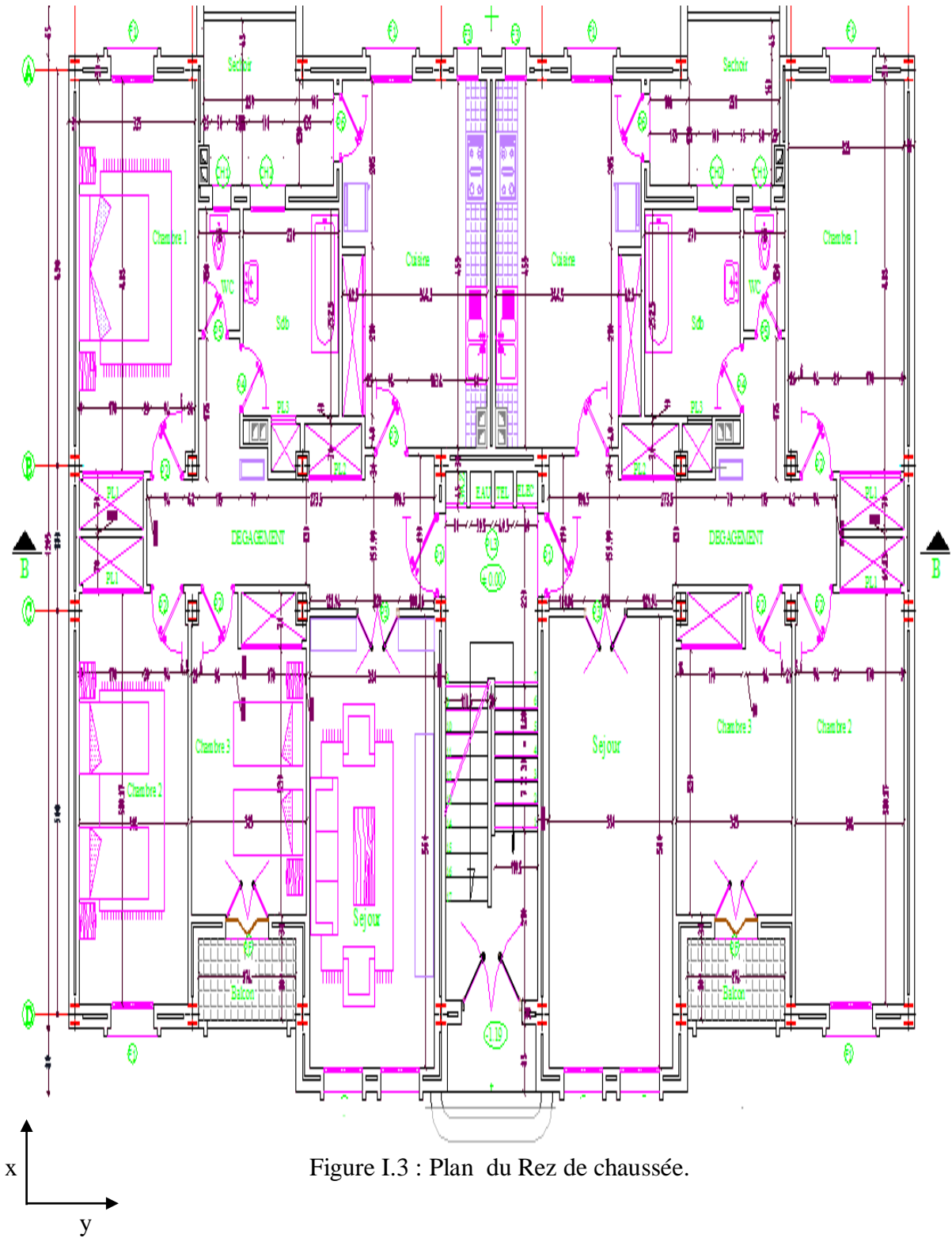


Figure I.3 : Plan du Rez de chaussée.

Chapitre I : présentation du projet

Un étage contient 2 appartements, chaque appartement comporte : trois chambres CH1 (15.76 m²), CH2 (15.50 m²), CH3 (10.72 m²) avec un balcon de (2.74 m²), et un Séjour de (19,60 m²), cuisine de (18.47 m²) avec une terrasse de (4.74m²), Salle De Bain (6.07 m²), WC (1.72 m²), un couloir de circulation de (13.25 m²)

- La contrainte admissible du sol est pris égale à 2 bars.
- Altitude du lieu d'implantation = 500 m

I.3. Règlements utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».
- BAEL91 : Calcul des structures en béton.

I.4. Logiciels utilisés :

- SAP2000 V14.
- AutoCAD 2010.
- ROBOT.

I.5. Matériaux utilisés :

I.5.1. Acier de construction :

L'acier est un matériau obtenu par transformation de la fonte dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : Fe360.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale : $G = 81000$ MPa.

I.5.2. Le béton :

Le béton présente les caractéristiques suivant :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa.
- Masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 305000$ MPa.

I.6. Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.6.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR10.9) pour les assemblages rigides des portiques auto stable.

Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.6.2. Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

I.7. Conception structurale :

On a deux types de structure :

I.7.1 .Structure horizontale :

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

I.7.1.1.Plancher courant :

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (I.4).

- Les bacs aciers sont de type Hi bond 55 .
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 12 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborante étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

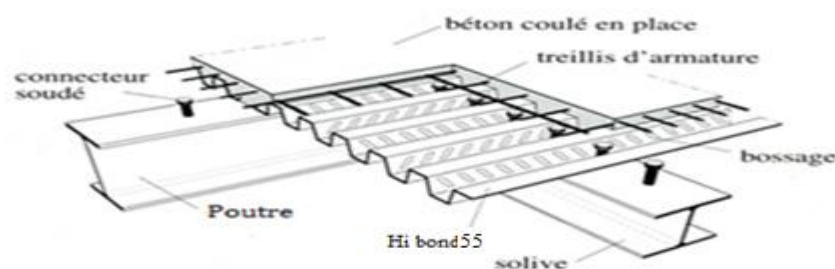


Figure I.4 : Constitution d'un plancher collaborant

I.7.1.2. Plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf que le versant est incliné par une pente. La partie supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, étanchéité de protection).

I.7.2. Structures verticales :

La superstructure est principalement composée des murs en maçonnerie non porteurs.

- Pour les murs extérieurs :

Les murs sont en forme de doubles parois en brique creuse de 15 et de 10 cm, avec un vide d'air de 5 cm. (figure I.5).

- Pour les murs intérieurs :

Les murs sont en brique creuse de 10 cm.

- Pour les murs extérieurs :

Les murs sont en brique creuse de 15 cm.

} (figure I.6)

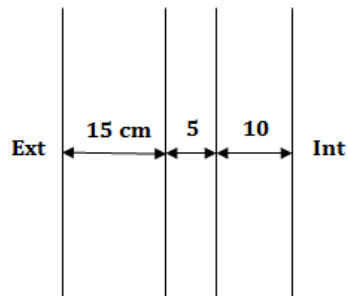


Figure I.5 : Coupe sur un mur en double parois.

La stabilité d'ensemble est assurée de la manière suivante :

a) Dans la direction transversale : La stabilité est assurée par des portiques auto tables avec poteaux encastrés en pied et des palées en **X** à l'extrémité.

b) Dans la direction longitudinale : La stabilité est assurée par une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique avec poteaux encastrés en pied et des palées en **X** à l'extrémité et au milieu.

Chapitre II : descente des charges

II.1. Introduction :

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges). Pour les effets climatiques le RNV version 2013 va être utilisé.

II.2. Charge permanente :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

II.2.1. Niveau Plancher terrasse inaccessible:

Tableau II.1 : Charge permanente pour terrasse

Charges permanentes	(daN /m ²)
Dalle de forme ep8 cm	0.08x2500=200
Hi bond 55	12
Isolation thermique (4cm)	0.04x400=16
Etanchéité multicouche (5cm)	0.05x600=30
Forme de pente (10cm)	0.1x2000=200
Gravier de protection	0.04x1700=68
Faux plafond	40
Total	G₁= 566

Chapitre II : descente des charges

II.2.2. Niveau Plancher courant :

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

Charges permanentes	(daN /m ²)
Dalle de forme (8cm)	$0.08 \times 2500 = 200$
Hi bond 55	12
Carrelage +Mortier de Pose	120
Cloison	100
Faux plafond	40
Total	G₂= 472

II.2.3. Escalier :

II.2.3.1. Volée :

Tableau II.3 : Charge permanente d'une volée

Type	Charges permanents (daN /m ²)
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Tôle striée	45
Garde corps	15
Total	140

Chapitre II : descente des charges

II.2.3.2 : Palier :

Tableau II.1 : Charge permanente d'un palier.

Type	Charges permanents (daN /m ²)
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Poids de la dalle ép (12cm)	$0,08 \times 2500 = 200$
Hi bond 55	12
Total	293

II.2.4. Murs extérieurs : (double parois)

La maçonnerie utilisée est en briques creuses (double cloison) avec 30 % d'ouvertures

Tableau II.2 : Charge permanente des murs extérieurs

Type	Charges permanents (daN /m ²)
Brique ép = 10cm	$2 \times 0,1 \times 900 = 180$
Revêtement extérieur et intérieur	28
Total	208

En considérant les 30 % d'ouvertures $208 \times 0,7 = 145,6$ (Kg /m²)

II.2.5. Murs intérieurs :

La maçonnerie utilisée est en briques creuses (double cloison) avec 10 % d'ouvertures

Tableau II.3 : Charge permanente pour les murs intérieurs

Type	Charges permanents (daN /m ²)
Brique ép = 10cm	$0,1 \times 900 = 90$
Revêtement intérieur	40
Total	130

En considérant les 10 % d'ouvertures $130 \times 0,9 = 117$ Kg /m²

Chapitre II : descente des charges

II.3. Surcharges d'exploitations :

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitations

Toiture	100 daN/m ²
Plancher étage courant	150 daN/m ²
Escalier	250 daN/m ²
Balcon	350 daN/m ²

II.4. Les charges climatiques :

II.4 .1. Effet de la neige :

II.4.1.1. Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement

RNV version 2013 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 500m.

II.4.1.2. Calcul de la charge de neige :

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

$$S = \mu S_k \quad \text{KN/m}^2 \text{ (Partie 1.3.1.1 RNV Version2013)}$$

- S_k (en KN/m^2) 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.

Chapitre II : descente des charges

Le bâtiment se situe dans la commune de Tighennif, wilaya de Mascara, zone B selon la classification de RNV version 2013.

Influence de l'altitude : La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude.

H (m) du site considéré par rapport au niveau de la mer $H = 500$ m.

$$S_k = \frac{(0,04 \times H) + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{(0,04 \times H) + 10}{100} = \frac{(0,04 \times 500) + 10}{100} = 0,3 \text{ KN/m}^2$$

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \mu = 0,8 \quad (\text{Tableau 6.2. RNV99 V2013})$$

$$S = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \text{ KN/m}^2$$

II.4.2. Effet du vent :

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

Le calcul sera mené conformément au Règlement RNV version 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **2000m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

II.4.2.1. Principes du DTR RNV (version 2013) :

- Le règlement impose d'étudier l'action du vent sur toutes les parois de la structure.
- Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

Sens V1 : Façade latérale.

Sens V2 : Façade principale.

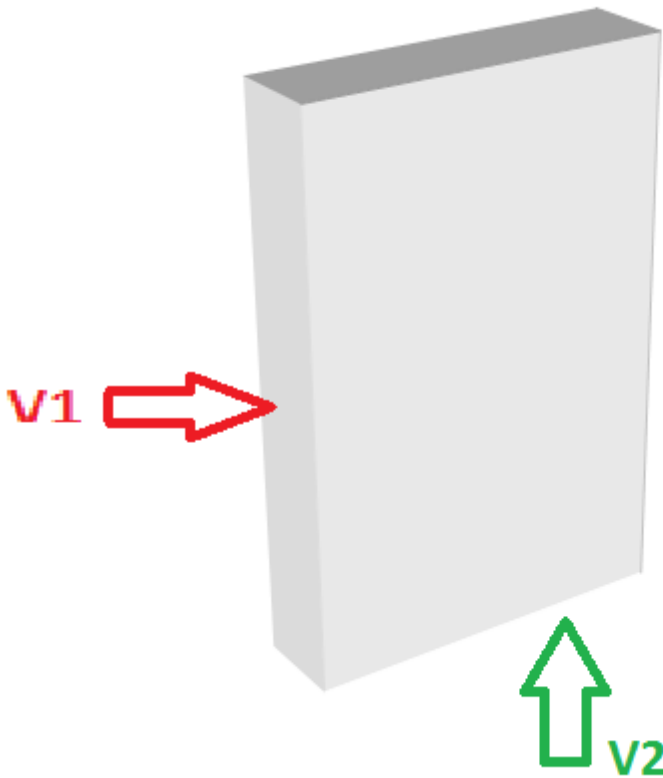


Figure II.2 : Action du vent à considérer suivant les deux directions V1 et V2.

II.4.2.2. données relatives au site :

Le bâtiment est classé en catégorie III $\rightarrow V_{\text{réf}} = 29$ m/s

Tableau II.8 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
III	500

$q_{\text{réf}}$ (N/m²) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).

Catégories de terrain IV : (Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m).

Tableau II.9 : Définition des catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
IV	0,234	1	10	0,67

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient c_d .

II.4.2.3. Coefficient d'exposition au vent (C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$C_e(z)$ est donné par : $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$. (§2.4.2. RNV version 2013).

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

$I_v(z)$: L'intensité de la turbulence.

z (m) : La hauteur considérée.

II.4.2.4. Coefficient de topographie $C_t(z)$:

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci est confronté à des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées.

$C_t(z) = 1$ (Le Site est considéré comme plat.)

II.4.2.5. Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

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) :

$$\left. \begin{array}{l} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } z > z_{min} \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } z \leq z_{min} \end{array} \right\} \text{ (§2.4.4. RNV Version 2013)}$$

Chapitre II : descente des charges

Tableau II.10 : Coefficient de rugosité.

Niveau	Z(m)	Cr(Z)
RDC	1,70	0,539
1	5,10	0,539
2	8,50	0,539
3	11,90	0,5795
4	15,30	0,6383
Toiture	17,60	0,671

II.4.2.6. Intensité de la turbulence :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$\left. \begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases} \right\} \quad (\S 2.4.6. RNV Version 2013).$$

Tableau II.4 : Coefficient d'exposition au vent.

Niveau	Z(m)	Cr(Z)	I _v	Ce(z)
RDC	1,70	0,539	0,434	1,173
1	5,10	0,539	0,434	1,173
2	8,50	0,539	0,434	1,173
3	11,90	0,5795	0,403	1,285
4	15,30	0,6383	0,366	1,453
Toiture	17,60	0,671	0,348	1,554

II.4.2.7. La pression dynamique de pointe q_p :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2] \quad (\S 2.3.1. RNV Version 2013).$$

q_{réf} : Valeur de la pression dynamique de référence.

z_e (m): La hauteur de référence .

Chapitre II : descente des charges

Tableau II.5 : La pression dynamique de pointe.

Niveau	Z(m)	Cr(Z)	I _v	Ce(z)	q _p (N/m ²)
RDC	1,70	0,539	0,434	1,173	586,5
1	5,10	0,539	0,434	1,173	586,5
2	8,50	0,539	0,434	1,173	586,5
3	11,90	0,579	0,403	1,285	642,5
4	15,30	0,638	0,366	1,453	726,5
Toiture	17,60	0,671	0,348	1,554	777

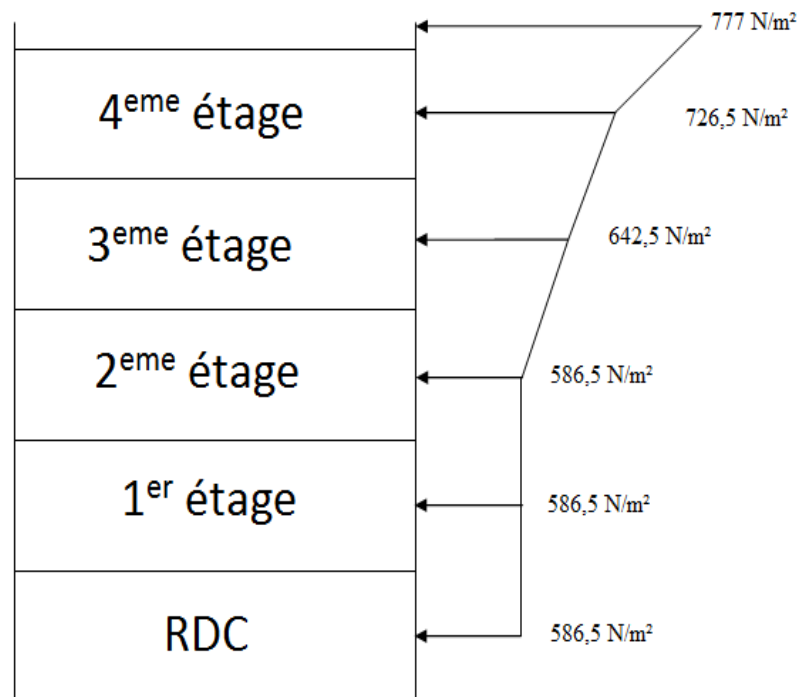


Figure II.3 : Répartition de la pression dynamique

II.4.2.8. Coefficient dynamique C_d :

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

II.4.2.8.1. Sens V1 :

Il est donné par la formule suivant :

Chapitre II : descente des charges

$$C_d = \frac{1+2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2+R^2}}{1+7I_v(Z_{eq})} \quad (\S 3.3. RNV \text{ version } 2013).$$

Ou :

Z_{eq} (en m) : Hauteur équivalente de la construction.

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

Q^2 : Partie quasi-statique.

R^2 : Partie résonante.

g : Facteur de pointe.

- Construction verticales telles que bâtiments, etc.

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

$$Z_{eq} = 0,6 \times 17,60 = 10,56 \text{ m} > Z_{min}$$

A- Partie quasi-statique :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$Q^2 = \frac{1}{1+0,9 \times \left(\frac{b+h}{Li(Z_{eq})}\right)^{0,63}} \quad (\S 3.3.1. RNV \text{ version } 2013).$$

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction. $\rightarrow b = 12,05\text{m}$ et $h = 17,60\text{m}$

$Li(Z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par :

$$\left. \begin{array}{l} Li(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ Li(z) = Li(z_{min}) \quad \text{pour } z \leq z_{min} \end{array} \right\} \quad (\S 3.3.1. RNV \text{ version } 2013).$$

$$\rightarrow 10 \leq 10,56 \leq 200 \text{ m} \rightarrow Li(10,56) = 41,81 \text{ m} \rightarrow Q^2 = 0,58$$

B- Partie résonnante :

Elle est donnée par la formule suivant :

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

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

δ_s : Décrément logarithmique d'amortissement structural $\rightarrow \delta_s = 0,05$

Chapitre II : descente des charges

(tableau 3.1§3.3.2 RNV version 2013)

δ_a : Le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0 .

$\delta_a = 0$ (§3.3.2. RNV version 2013).

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

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance .

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

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent .

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times l_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})} \quad (\text{§3.3.2. RNV version 2013}).$$

$n_{1,x}$: Fréquence fondamentale (§3.3.4) $\rightarrow n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$

f : Flèche de la structure dû au poids propre appliqué dans la direction de vibration.

Pour ce cas en prendre le cas le plus défavorable avec une flèche $f = \frac{h}{100}$

h : Hauteur totale de la structure $\rightarrow f = 0,176 \text{ m} \rightarrow n_{1,x} = 1,191$

$V_m(Z_{eq}) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$. Avec $V_{réf} = 29 \text{ m/s}$

$$C_r(Z_{eq}) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_o}\right) = 0,234 \times \ln\left(\frac{10,56}{1}\right) = 0,552$$

$V_m(Z_{eq}) = 16,01 \text{ m/s}$

$$N_x = \frac{1,191 \times 41,81}{16,01} = 3,11$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3,11}{(1+10,2 \times 3,11)^{5/3}} = 0,06$$

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

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

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

Avec :

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{l_i(z_{eq})} \rightarrow \eta_h = \frac{4,6 \times 3,11 \times 17,60}{41,81} = 6,02$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{l_i(z_{eq})} \rightarrow \eta_b = \frac{4,6 \times 3,11 \times 12,05}{41,81} = 4,12$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6,02}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 6,02^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 6,02}) = 0,15$$

$$R_b = \left(\frac{1}{4,12}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 4,12^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 4,12}) = 0,213$$

$$\rightarrow R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,06 \times 0,15 \times 0,213 = 0,189$$

C- Facteur de pointe g :

Il est donné par la formule suivante :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\text{\S}3.3.3. RNV99 V2013).$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{l,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]} \rightarrow v = 0,59 \text{ Hz} \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,59)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,59)}} = 3,601 \geq 3$$

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

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,601 \times 0,424 \times \sqrt{0,58 + 0,189}}{1 + 7 \times 0,424} = 0,927 < 1$$

II.4.2.8.2. Sens V2 :

A- Partie quasi-statique :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{b+h}{Li(Z_{eq})}\right)^{0,63}} \quad \text{Avec :}$$

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction. $\rightarrow b = 23,81 \text{ m}$ et $h = 17,60 \text{ m}$

$Li(Z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par :

$$Li(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$Li(z) = Li(z_{\min}) \quad \text{pour } z \leq z_{\min}$$

$$\rightarrow z_{\min} \leq 10,56 \leq 200 \text{ m} \rightarrow Li(10,56) = 41,81 \text{ m}$$

$$\rightarrow Q^2 = 0,53$$

B- Partie résonnante :

$$I_v(Z_{eq}) = 0,424$$

$$V_m(Z_{eq}) = 16,01 \text{ m/s} \rightarrow N_x = 3,1$$

$$R_N = 0,06$$

$$\rightarrow \eta_h = 6,02$$

$$R_h = 0,15$$

$$\rightarrow \eta_b = 8,14$$

$$R_b = 0,12$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,06 \times 0,15 \times 0,12 = 0,11$$

C- Facteur de pointe g :

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

$$v = n_{l,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]} \rightarrow v = 0,494 \text{ Hz} \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,494)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,494)}} = 3,552 \geq 3$$

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

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,552 \times 0,428 \times \sqrt{0,53 + 0,11}}{1 + 7 \times 0,428} = 0,86 < 1$$

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de $C_d=1$, d'après le règlement RNV99 V2003

Cas d'un bâtiment à ossature comportant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

II.4.2.9. Calcul de la pression due au vent :

II.4.2.9.1. Détermination de la pression dynamique :

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

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

A-Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

Chapitre II : descente des charges

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \quad (\text{\S 5.1.1.2 RNV version 2013})$$

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

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

➤ **La direction du vent V1 :**

Sur la façade latérale :

- **Pour les parois verticales :**

$b = 12,05 \text{ m}$; $d = 23,81 \text{ m}$; $h = 17,60 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(12,05 ; 35,2) = 12,05 \text{ m}$

$d > e$ alors la paroi est divisée en A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivante :

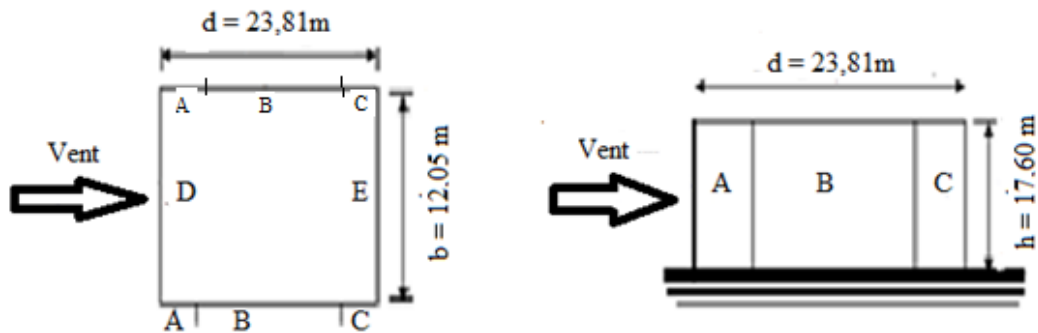


Figure II.4 : Légende pour les parois verticales

Tableau II.6 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

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

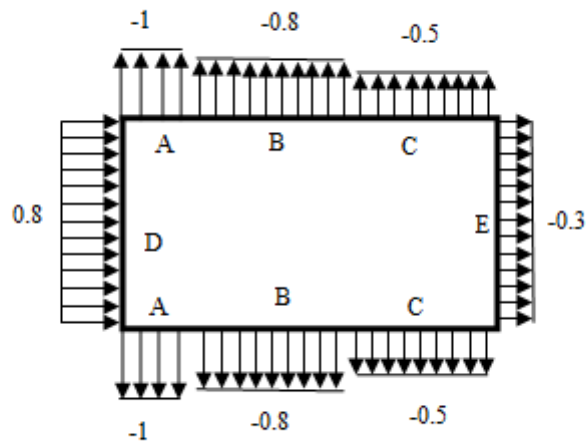


Figure II.5 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

- **La toiture :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure

$$e = \min[b ; 2h] = 12,05$$

$$e/2 = 6,025\text{m}$$

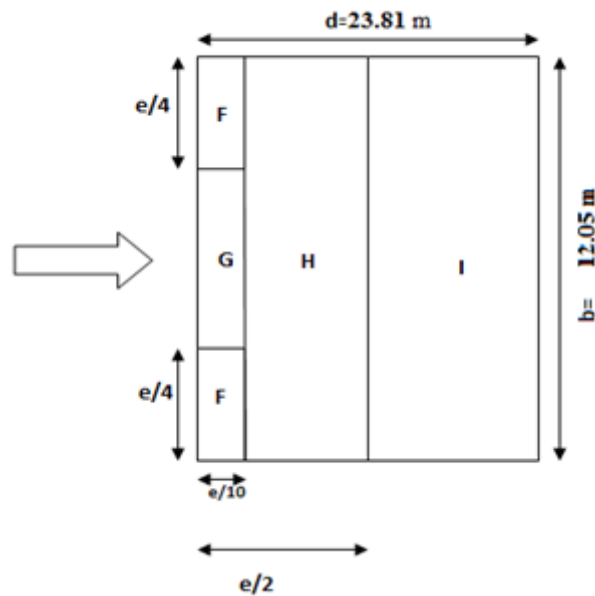


Figure II.6 : Légende pour les toitures plates

Chapitre II : descente des charges

Tableau II.7 : Valeur de C_{pe} pour les toitures plates.

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,5	-1,0	-0,7	$\pm 0,2$

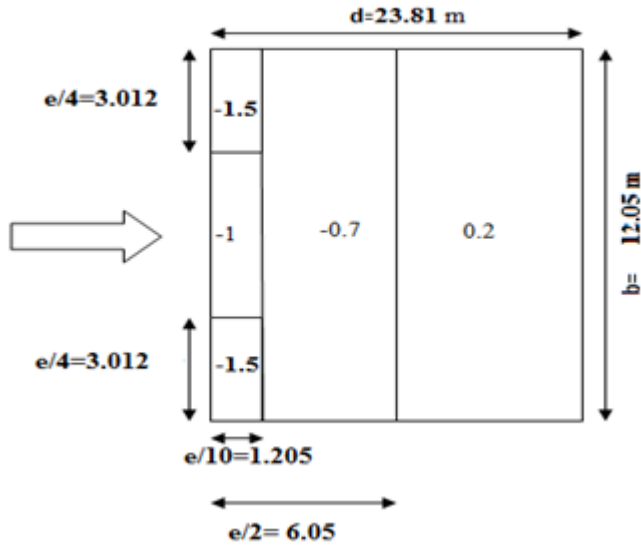


Figure II.7 : valeur de C_{pe} pour la toiture

- **Coefficient de pression interne C_{pi} :**

Il n'y a pas d'ouvertures dans le sens V1 donc $\mu_p = 0$ et $C_{pi} = 0.3$ à partir de la figure 5.14 chapitre 5.2.2.2 (RNV version 2013).

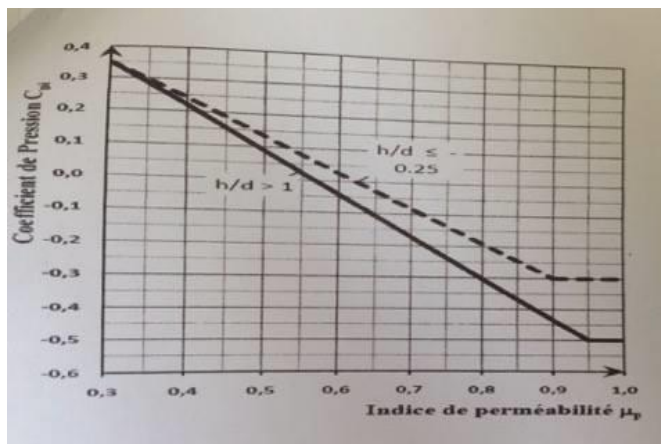


Figure II.8 : coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$C_{pi}=0.35$

Chapitre II : descente des charges

Les résultants de $W(Z_j)$ sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau II. 8 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
RDC	A	586,5	-1	0.35	-791,775
RDC	B	586,5	-0,8	0.35	-674,475
RDC	C	586,5	-0,5	0.35	-498,525
RDC	D	586,5	+0,8	0.35	263,925
RDC	E	586,5	-0,3	0.35	-381,225

Tableau II.9 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 1^{er} étage (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
1 ^{er} étage	A	586,5	-1	0.35	-791,775
1 ^{er} étage	B	586,5	-0,8	0.35	-674,475
1 ^{er} étage	C	586,5	-0,5	0.35	-498,525
1 ^{er} étage	D	586,5	+0,8	0.35	263,925
1 ^{er} étage	E	586,5	-0,3	0.35	-381,225

Tableau II.10 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 2^{ème} étage (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
2 ^{ème} étage	A	586,5	-1	0.35	-791,775
2 ^{ème} étage	B	586,5	-0,8	0.35	-674,475
2 ^{ème} étage	C	586,5	-0,5	0.35	-498,525
2 ^{ème} étage	D	586,5	+0,8	0.35	263,925
2 ^{ème} étage	E	586,5	-0,3	0.35	-381,225

Tableau II.11 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 3^{ème} étage (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
3 ^{ème} étage	A	642,5	-1	0.35	-867,375
3 ^{ème} étage	B	642,5	-0,8	0.35	-738,875
3 ^{ème} étage	C	642,5	-0,5	0.35	-546,125
3 ^{ème} étage	D	642,5	+0,8	0.35	289,125
3 ^{ème} étage	E	642,5	-0,3	0.35	-417,625

Chapitre II : descente des charges

Tableau II.12 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 4^{ème} étage (V1).

Niveau	zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
4 ^{ème} étage	A	726,5	-1	0.35	-980,775
4 ^{ème} étage	B	726,5	-0,8	0.35	-835,475
4 ^{ème} étage	C	726,5	-0,5	0.35	-617,525
4 ^{ème} étage	D	726,5	+0,8	0.35	326,925
4 ^{ème} étage	E	726,5	-0,3	0.35	-472,225

Tableau II.13 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la terrasse (V1).

Niveau	zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
Toiture	F	777	-1,5	0.35	-1437,45
Toiture	G	777	-1	0.35	-1048,95
Toiture	H	777	-0,7	0.35	-815,85
Toiture	I	777	-0,2	0.35	-427.35

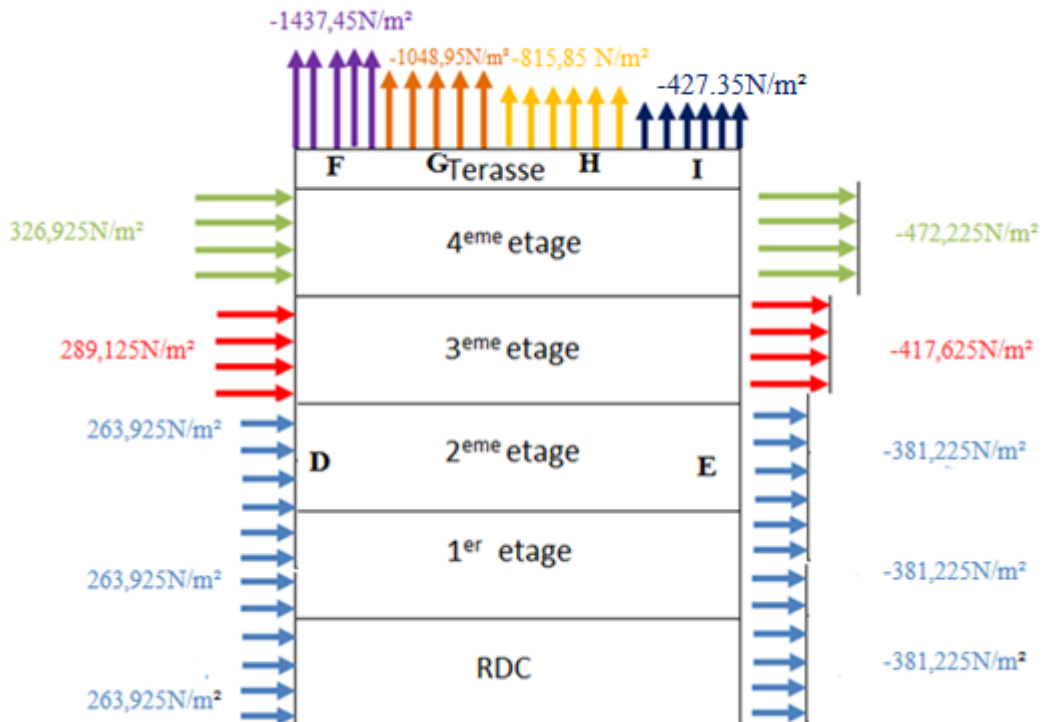


Figure II.9 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V1).

Chapitre II : descente des charges

➤ **La direction du vent V2 :**

Sur la façade principale

• **Pour les parois verticales :**

$d = 12,05 \text{ m}$

$b = 23,81 \text{ m}$

$h = 17,60 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = \min(23,81 ; 2 \times 17,6) = 23,81 \text{ m}$

$e > d$ alors la paroi est divisée A', B', D, E qui sont données par la figure suivante :

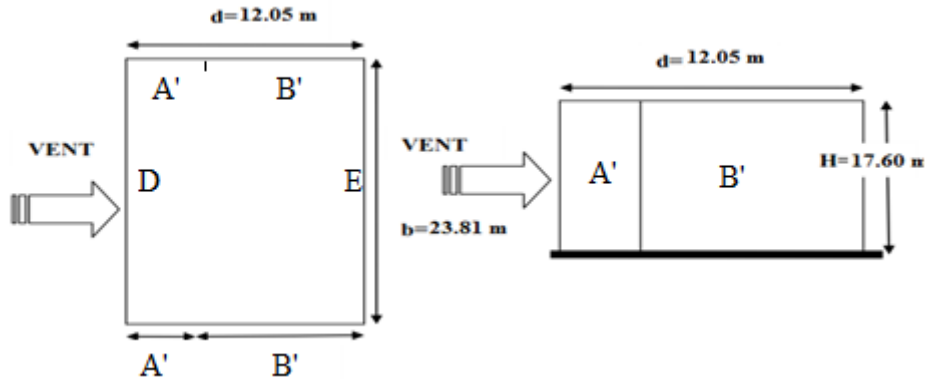


Figure II.10 : Légende pour les parois verticales

Tableau II.21 : Valeur C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

/	A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	-1	-0,8	+0,8	-0,3

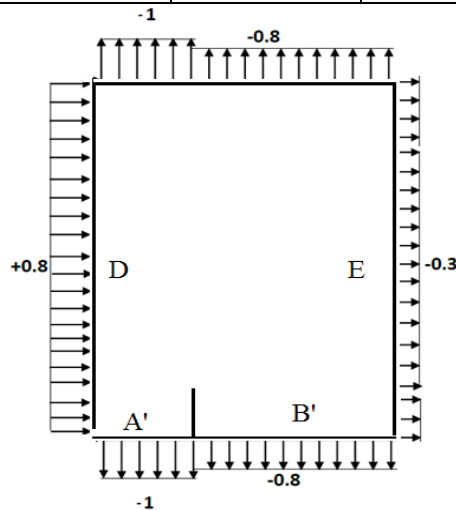


Figure II.11: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales

Chapitre II : descente des charges

- la terrasse :

Toiture plate dans le sens V2 donc :

$$d = 12,05 \text{ m}$$

$$b = 23,81 \text{ m}$$

$$h = 17,60 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(23,81 ; 2 \times 17,60) = 23,81 \text{ m}$$

Les différentes zones de pression F, G, H, I, J sont représentées sur la figure II.12

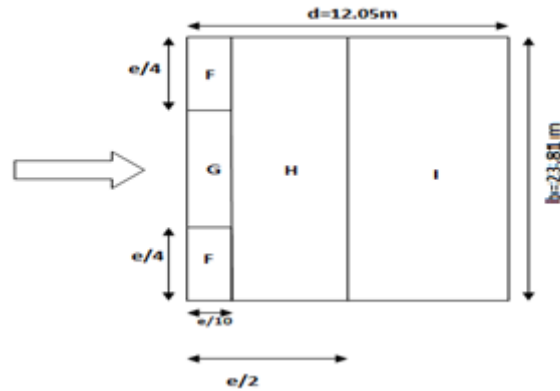


Figure II.12 : Légende pour les toitures plates.

Tableau II.22: Valeurs de C_{pe} pour la terrasse

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,5	-1,0	-0,7	$\pm 0,2$

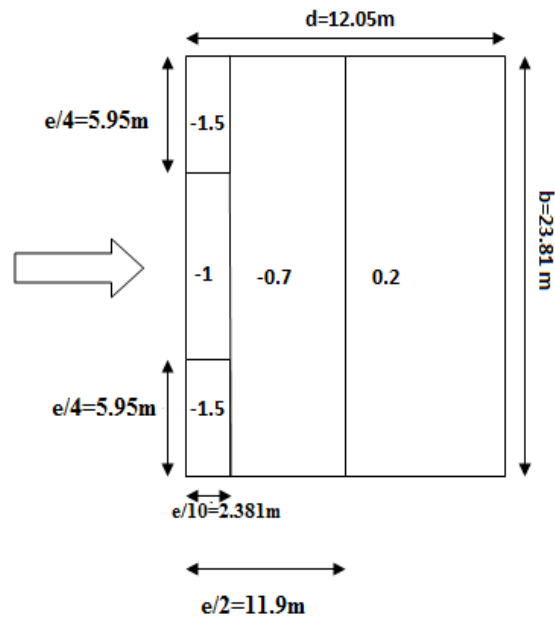


Figure II.113: Valeur de C_{pe} pour la terrasse

- **Coefficient de pression interne C_{pi} :**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

La somme des surfaces des ouvertures ou $C_{pe} < 0$

$$(1,7 \times 2,5) + (1,5 \times 1,1 \times 20) + (1,5 \times 1,2 \times 20) + (0,4 \times 0,4 \times 50) = 81,25\text{m}^2$$

La somme des surfaces de toutes les ouvertures :

$$81,25 + (1,5 \times 1,2 \times 20) + (0,5 \times 0,6 \times 10) + (1 \times 0,6 \times 20) = 132,25\text{m}^2$$

$$\mu_p = \frac{81,25}{132,25} = 0.61$$

$$h/d = 17,60/12,02 = 1.46 > 1$$

donc $C_{pi} = -0.05$

Les résultants de $W(Z_j)$ sont donnés par les tableaux suivants :

Chapitre II : descente des charges

Tableau II. 143 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V2).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
RDC	A'	586,5	-1	-0,05	-557,175
RDC	B'	586,5	-0,8	-0,05	-439,875
RDC	D	586,5	+0,8	-0,05	498,525
RDC	E	586,5	-0,3	-0,05	-146,625

Tableau II.15 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 1^{er} étage (V2).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
1 ^{er} étage	A'	586,5	-1	-0,05	-557,175
1 ^{er} étage	B'	586,5	-0,8	-0,05	-439,875
1 ^{er} étage	D	586,5	+0,8	-0,05	498,525
1 ^{er} étage	E	586,5	-0,3	-0,05	-146,625

Tableau II.25 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 2^{ème} étage (V2).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
2 ^{ème} étage	A'	586,5	-1	-0,05	-557,175
2 ^{ème} étage	B'	586,5	-0,8	-0,05	-439,875
2 ^{ème} étage	D	586,5	+0,8	-0,05	498,525
2 ^{ème} étage	E	586,5	-0,3	-0,05	-146,625

Tableau II.166 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 3^{ème} étage (V2).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
3 ^{ème} étage	A'	642,5	-1	-0,05	-610,375
3 ^{ème} étage	B'	642,5	-0,8	-0,05	-481,875
3 ^{ème} étage	D	642,5	+0,8	-0,05	546,125
3 ^{ème} étage	E	642,5	-0,3	-0,05	-160,625

Chapitre II : descente des charges

Tableau II.27 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 4^{ème} étage (V2)

Niveau	zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
4 ^{ème} étage	A'	726,5	-1	-0,05	-690,175
4 ^{ème} étage	B'	726,5	-0,8	-0,05	-544,875
4 ^{ème} étage	D	726,5	+0,8	-0,05	617,525
4 ^{ème} étage	E	726,5	-0,3	-0,05	-181,625

Tableau II.178 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la terrasse (V2)..

Niveau	zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
Toiture	F	777	-1,5	-0,05	-1126,65
Toiture	G	777	-1	-0,05	-738,15
Toiture	H	777	-0,7	-0,05	-505,05
Toiture	I	777	-0,2	-0,05	-116,55

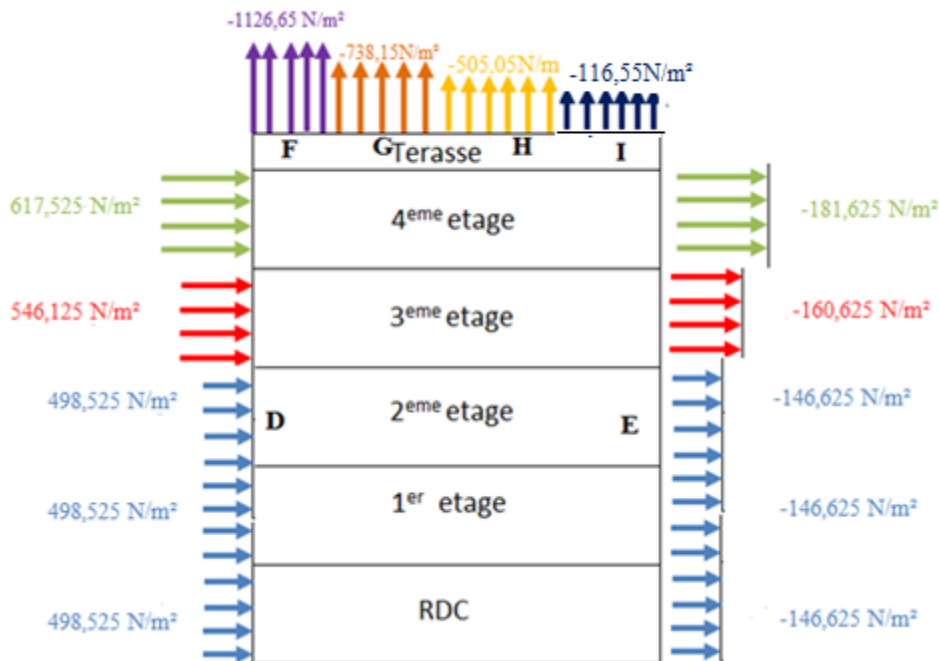


Figure II.14 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V2).

II.4.2.10. Calcul des forces de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la

Chapitre II : descente des charges

direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

Direction V1 :

$$2(23,81 \times 17,60) \leq 4(2 \times 12,05 \times 17,60)$$

$$838,112 \leq 1696,64 \quad \text{Véifiée.}$$

Direction V2 :

$$2(12,05 \times 17,60) \leq 4(2 \times 23,81 \times 17,60)$$

$$424,16 \leq 3352,448 \quad \text{Véifiée.}$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

Remarque : On ne prend pas en considération les charges dues au vent.

III.1.Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) il faut pré dimensionné chaque élément à partir de trois conditions :

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

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.

III.2. Pré dimensionnement :

III.2.1. Les solives :

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

$$0,7m \leq L \leq 1,50m$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour une distance de $L=1.20m$

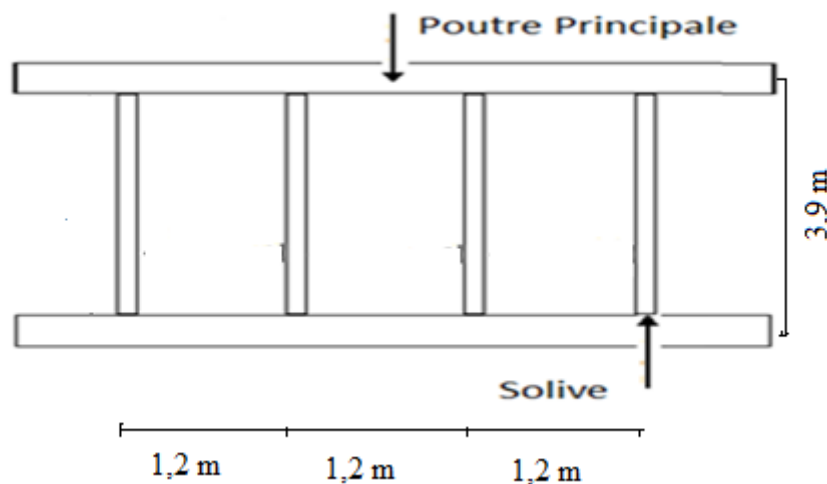


Figure III.1 : Présentation schématique des solives

III.2.1.1. Solive de terrasse :

A-Vérification de la condition de flèche : (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{v \max}$ avec $\delta_{v \max} = L/250$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

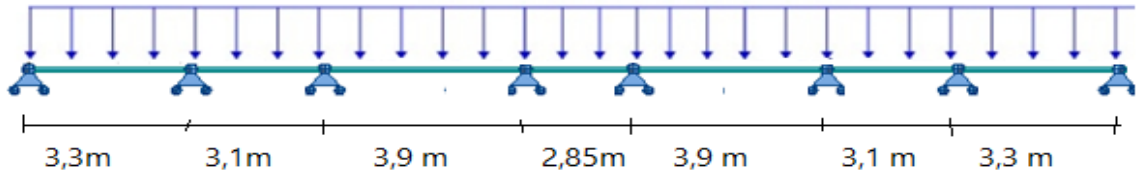


Figure III.2. Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.

Tableau III.1 : Valeurs limites des flèches.

Conditions	$\delta_{v\ max}$ (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	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

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$\delta_{Max} = \frac{l}{250} = \frac{390}{250} = 1,56 \text{ cm}$$

Selon l'abaque de MAQUART (Annexe C) la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.49f_0 = 0.49 \times \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} f_0 : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{array} \right.$

La solive est sollicitée par les charges suivantes :

$$G = 5.66 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q_{ELS} = G + Q = 5,66 + 1 = 6,66 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 6,66 \times 1,2 = 7,99 \text{ KN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0.49 \times 5 \times 7,99 \times 390^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^6} = 359,9 \text{ cm}^4$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Donc on choisit : IPE140 avec $I_y = 541,2 \text{ cm}^4$

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE140.

Profil	Poids	section a cm ²	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg/m		h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 140	12,9	16,43	140	73	6,9	4,7	112,2	541,2	44,92	88,34	19,25	5,74	1,65

B-Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

- On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 12,9 \text{ Kg/m} = 0,129 \text{ KN/m}$.
- La charge sera : $q = Q_{\text{ELS}} + P_p \rightarrow q = 8,12 \text{ KN/m}$
- $f \leq \delta_{\text{Max}}$
- $f = \frac{0,49 \times 5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{0,49 \times 5 \times 8,12 \times 390^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 541,2} = 1,05 \text{ cm} \leq \delta_{\text{Max}} = 1,56 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ Classe du profilé IPE 140 :

- **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = 1$$

$$\frac{36,5}{6,9} = 5,28 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I

C-Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

$$G = 5,66 + 0,129 = 5,789 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q_{\text{ELU}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,789) + 1,5 = 9,32 \text{ KN/m}^2$$

On doit vérifier que : $V_{\text{sd}} \leq 0,5 V_{\text{pl,rd}}$

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2} = \frac{9,32 \times 3,9}{2} = 18,17 \text{ KN}$$

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

Avec: $A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2t_f) t_f$

$$A_v = 16,43 \times 10^2 - 2 \times 73 \times 6,9 + (4,7 + 2 \times 7) \times 6,9 = 764,63 \text{ mm}^2$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$V_{pl,rd} = \frac{764,63 \times 235}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 152,34 \text{ KN}$$

18,17 KN < 76,17 KN **Condition vérifiée.**

D-Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Pour une bande de 1,20 m → q = 9,32 x 1,2 = 11,18 KN/m

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0.845 M_0 = 0.845 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec $\begin{cases} M_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

$$M_{sd} = 0,845 \left(q \times \frac{l^2}{8} \right) = 0,845 \left(11,18 \times \frac{3,9^2}{8} \right) = 17,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{mo}} \times f_y = \frac{88,34 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 18,87 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply}$ **Condition vérifiée.**

Le profilé **IPE140** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.2.1.2. Solive de plancher courant :

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

Le calcul des solives est récapitulé dans les tableaux III.3:

Tableau III.3 : Pré-dimensionnement des solives d'étage courant

Elément	Q _{ELS} (KN)	Q _{ELU} (KN)	Profilé choisie	Classe du profile	Fleche	Vérification de résistance			
						Effort tranchant		Moment fléchissant	
Solive d'étage courant	7,46	10,34	IPE 140	1	0,98	20,42	76,17	16,82	18,87

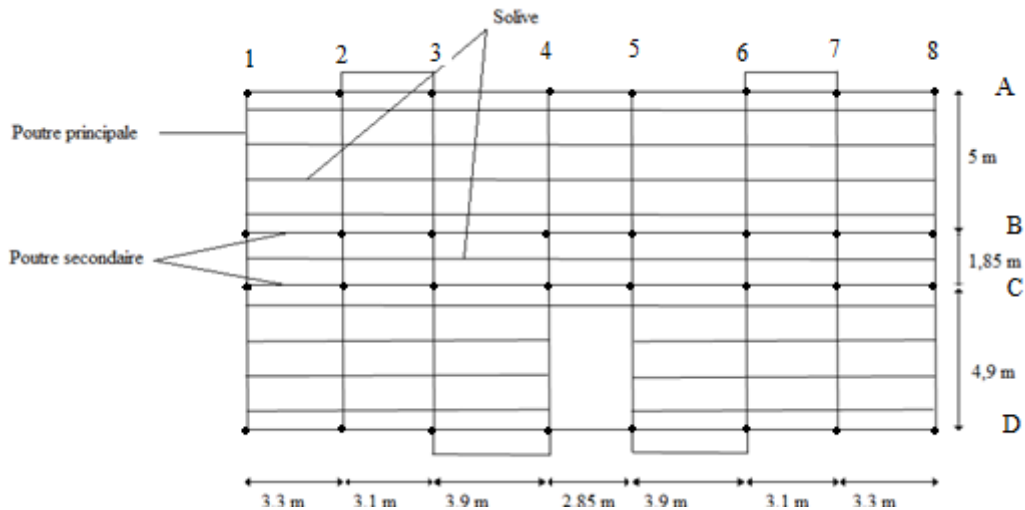


Figure III. 4: Disposition des solives

III.2.2. Pré dimensionnement des poutres :

III.2.2.1. Poutre principale de terrasse :

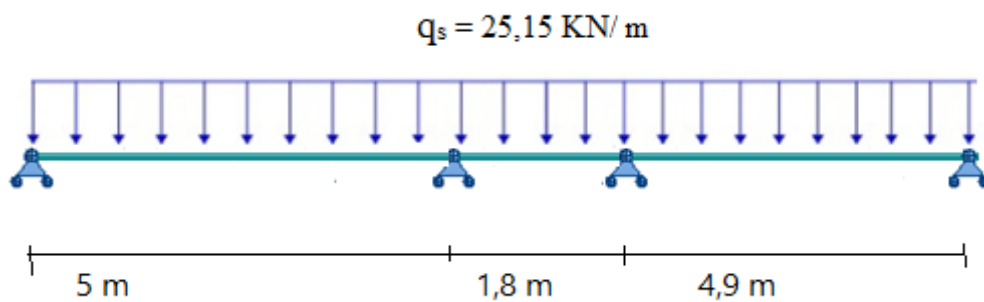


Figure III.2. Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis

A- Intermédiaire :

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

➤ Chargement :

$$G_{solives} = \frac{pp}{entraxe\ solive} \times n_{solives} = \frac{0,129}{1,2} \times 4 = 0,526 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5,66 \text{ KN/m}^2$$

$$G_t = (5,66 + 0,526) \times 3,5 = 21,65 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1$$

$$\text{A L'ELS } (G+Q) = 25,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELU } (1,35G+1,5Q) = 35,73 \text{ KN/m}^2$$

➤ Condition de flèche : (ELS)

Chapitre III : Pré-dimensionnement

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{Max} \text{ avec :}$$

$$\delta_{Max} = \frac{1}{250} = \frac{500}{250} = 2\text{cm}$$

$$\text{et } f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{5q \times l^4}{384 \times E \times f} = \frac{5 \times 25,99 \times 500^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} \rightarrow I_y \geq 5462,65 \text{ cm}^4$$

On choisi un IPE 270 $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE 270.

Profil	Poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	p Kg/m		a cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm
IPE270	36,1	45,95	270	135	10,2	6,6	248,6	5790	419,9	484	96,95	11,23	3,02

➤ Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

La charge sera : $q = Q_{ELS} + P_p \rightarrow q = 25,99 + 0,361 = 26,35 \text{ KN/m}$

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 26,35 \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 1,76 \text{ cm} \leq \delta_{Max} = 2 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Classe du profilé IPE 270 :

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{219,6}{6,6} = 35,01 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{67,5}{10,2} = 6,62 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

➤ Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 0,361 \text{ KN/m}$.

La charge sera : $q = q_u + 1,35P_p \rightarrow q = 36,21 \text{ KN/ml}$

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{36,21 \times 5}{2} = 90,5 \text{ KN}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

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

Avec :

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 2214,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2214,32 \times 235 \times 10^{-3}}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 294,04 \text{ KN}$$

90,5 KN < 147,02 KN Condition vérifiée

➤ Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

On la considère comme une poutre continue et le moment est calculer suivant l'abaque de MAQUART (annexe C) .

$$M_{sd} = 0,8 M_0 = 0,8 \left(q \times \frac{l^2}{8} \right) = 0,8 \left(36,21 \times \frac{5^2}{8} \right) = 90,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{484 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 103,4 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply}$ Condition vérifiée.

Remarque : la procédure de calcul des poutres de la structure est la même pour les autres poutres.

Le calcul des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants.

B- poutre de rive :

Tableau III.6: Pré dimensionnement poutre de rive

Chargement		Profilé choisie		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
ELS	ELU	IPE 240	classe	1,24 cm ≤ 2	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	0.5V _{pl,rd}
11,86	16,26				I	C.V	C.V	C.V
					40,65	78,31	41,68	118

Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé IPE240.

Profil	Poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 240	30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	190,4	3892	283,6	366	73,92	9,97	2,69

III.2.2.2. Poutre principale étage courant :

A- intermédiaire :

Tableau III.8: Pré dimensionnement de la poutre intermédiaire

Chargement		Profilé choisie		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
ELS	ELU	IPE 270	classe	1,54 cm ≤ 2	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	0.5V _{pl,rd}
23,61	32,66		I		C.V	C.V	C.V	82,85

B- poutre de rive :

Tableau III.9: Pré dimensionnement de la poutre de rive

Chargement		Profilé choisie		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
ELS	ELU	IPE 240	classe	1,63 cm ≤ 2	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	0.5V _{pl,rd}
11,14	15,4		I		C.V	C.V	C.V	39,55

III.2.2.3. Poutre secondaire :

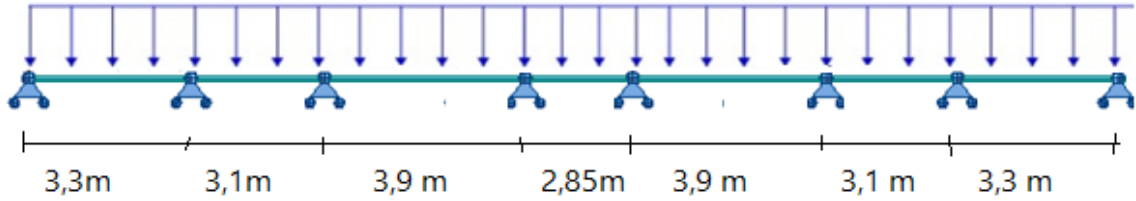


Figure III.2. Poutre secondaire uniformément chargée sur plusieurs appuis

A- Terrasse :

Tableau III.10: Pré dimensionnement poutre secondaire terrasse

Chargement		Profilé choisie		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
ELS	ELU	IPE 240	classe	1,37 cm ≤ 1,56	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	V _{pl,rd}
26,91	37,1		I		C.V	C.V	C.V	
					59,60	78,31	72,94	236

B- Etage courant :

Tableau III.11: Pré dimensionnement poutre secondaire étage courant

Chargement		Profilé choisie		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
ELS	ELU	IPE 240	classe	1,25cm ≤ 1,56	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	V _{pl,rd}
24,26	33,62		I		C.V	C.V	C.V	
					54,01	78,31	66,16	236

III.2.2.4. Poutre console :

A- Poutre principale :

Chapitre III : Pré-dimensionnement

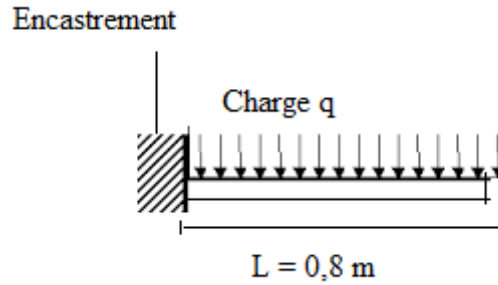


Figure III.7 : Poutre console uniformément chargée

Tableau III.12: Pré dimensionnement poutre console principale

Chargement		Profilé choisie		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
ELS	ELU	IPE 100	classe	0,012cm ≤ 0,26	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	V _{pl,rd}
12,74	18,02				I	C.V	C.V	C.V

B- Poutre secondaire :

Tableau III.13: Pré dimensionnement poutre console secondaire

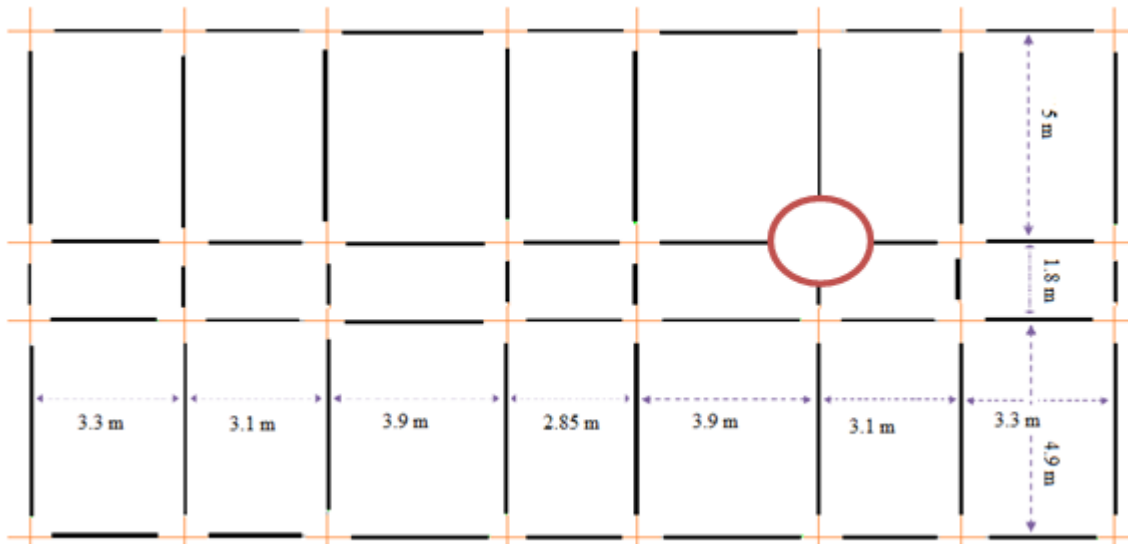
Chargement		Profilé choisie		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
ELS	ELU	IPE 120	classe	0,96cm ≤ 1,24	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	V _{pl,rd}
5,34	7,55				I	C.V	C.V	C.V

Tableau III.14: Tableau récapitulatif des profilés

	Poutres intermédiaires	Poutres de rive	Poutres secondaire
Terrasse	IPE 270	IPE 240	IPE 240
Étages	IPE 270	IPE 240	IPE 240

III.2.3. Pré dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont des éléments de construction destinés à reporter sur le sol les charges verticales et horizontales appliquées sur le bâtiment. Souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion c'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes.



.Figure III.6 : disposition des poteaux.

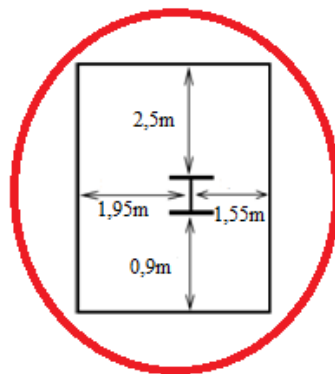


Figure III.7: Poteau le plus sollicité

III.2.3.1 Poteaux supportant terrasse inaccessible :

La pression engendrée par le vent est de : $V = 617,525 \text{ KN/m}^2$ (figure II.14 chap. II)

L'entre axe des poteaux : 5m

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{1}{200}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

$$\text{Donc } I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{q \times l^3}{E} = \frac{1000 \times 3,08 \times 340^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 150,12 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : HEA 100 avec $I_y = 349,2 \text{ cm}^4$

Tableau III.2 Caractéristiques du profilé HEA 100

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm
HEA100	16.7	21.24	100	100	10	6	56	349.2	133.8	83.01	26.76	4.06	2.51

IV.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 stabilités.

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

« Sens X : perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en X).

« Sens Y : parallèle à la façade principale (portiques auto stables ductiles).

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

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

IV.2. Critères de classification par le RPA99 version2003 :

IV.2.1. Classification de l'ouvrage :

Pour ce cas, et d'après la classification RPA : TIGHENNIF se situe dans une zone de sismicité moyenne ZONE IIa

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

- Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : Ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : Ouvrage de faible importance.

Cet ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m) (§3.2 RPA99 V2003)

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

IV.3. Principe de la méthode modale spectrale :

On peut utilisée la méthode spectrale pour tous les cas.

Le principe consiste à détermination des modes propres de vibrations dans la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, qui sera représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

IV.3.1. Analyse dynamique de la structure :

L'étude dynamique d'une structure permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres. Ces derniers sont obtenus en considérant le comportement en vibration libre non-amorti, qui permettra de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV.3.2. Modélisation de la structure :

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

IV.3.3. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment A = 0,15 (tableau 4.1 coefficient d'accélération de zone A.RPA99 V2003)

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

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

- (ξ %) : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$ (acier dense), on a $\eta = 1$ (Tableau 4.2 valeur de $\xi\%$ RPA99 V2003).

- T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble } S_3 : \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Tableau 4.7 RPA99 V2003})$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure

Il est donné par le tableau (4.3 RPA99 V2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en (§3.4 RPA99 V2003)

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur minimum.

Chapitre IV: étude sismique

Pour notre cas $R = 3$ pour les contreventements en V

$R = 4$ pour les contreventements en X

- Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,25 \text{ (Tableau 4.4)}.$$

Tableaux IV.1 : Valeur de facteur de qualité

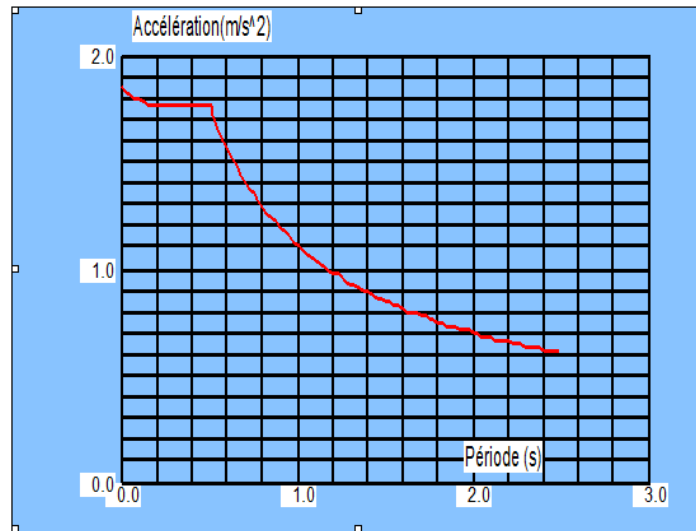
Critère q »	Pq	
	suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	$Q_x = 1,15$	$Q_y = 1,25$

IV.3.4. Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

- Le spectre est caractérisé par les données suivants :
- Zone sismique IIa (Tighennif).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages courant ou d'importance moyenne).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R = 3$).
- Facteur de qualité ($Q = 1,15$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q = 1,25$) suivant Y.
- Site meuble (S3).

Chapitre IV: étude sismique



FigureIV.1: Spectre de réponse suivant X

Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 3.000
Amortissement : $x = 5.00\%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 1.000$
A = 0.150
T1 = 0.150 T2 = 0.500

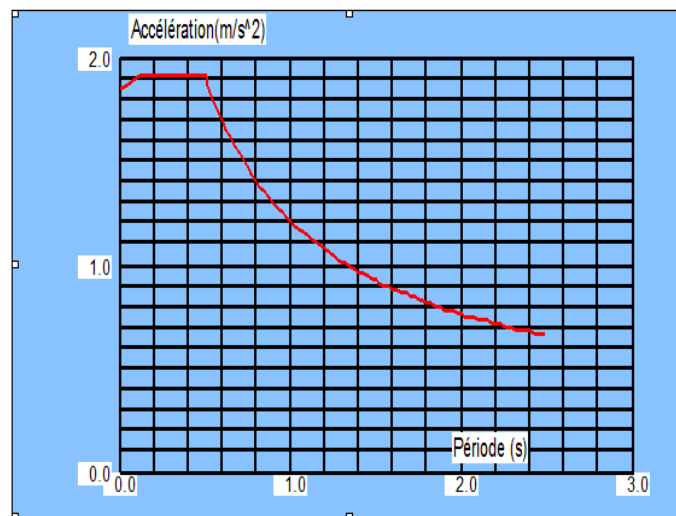


Figure IV.2: Spectre de réponse suivant Y

Chapitre IV: étude sismique

Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.250
Coefficient de comportement : 3.000
Amortissement : $x = 5.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.000$
A = 0.150
T1 = 0.150 T2 = 0.500

Tableaux IV.2 : Valeurs des modes propres

Mode	Période
1	0,58
2	0,46
3	0,30

IV.4. Vérification de la structure :

IV.4.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :

- La période fondamentale obtenu par le logiciel: $T = 0,58s$
- La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = Ct \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

Ct : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés

$Ct = 0,05$ (tableau 4.6 RPA99 V2003)

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 17m$

D'où :

$$T = 0,05 \times 17^{3/4} = 0,418 s$$

Donc :

La valeur de T_t calculée a partir du logiciel ne doit pas dépasser celle estimée a partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%

$$T = 0,58s > 30 \% T = 1,3 \times 0,418 = 0,543s$$

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grand que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure souple.

IV.4.2. Vérification de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée $V_t > 0,8 V$. Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- La résultante des forces sismiques dans le sens (X) : $V_t = 906,41 \text{ KN}$
- La résultante des forces sismiques dans le sens (Y) : $V_t = 1184,56 \text{ KN}$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen $D = 2,5 \eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3}$

$D = 2,07$

Q : Facteur de qualité $Q_x = 1,15, Q_y = 1,2$

R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 3$.

W : Poids total de la structure $W = 32684,44 \text{ daN}$. (voir anexe D)

Donc :

$$V_y = \frac{0.15 \times 2,07 \times 1,2}{3} \times 3268,44 = 124,22 \text{ kN}$$

Tableau IV.3 : Résultante des forces sismiques à la base.

	V_t	V (KN)	80% (KN)	$V_t > 80\% V$
V_x	906,41	389.025	311,22	Vérifié
V_y	1184,56	405,94	324.75	Vérifié

IV.4.3. Vérification des déplacements :

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

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

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relative au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Chapitre IV: étude sismique

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est antérieur doivent satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ses déplacements sont limités à la valeur H étage/100.

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

G+Q+1,2E.

Tableau IV.4: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+1.2E sens X.

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0.006	0,018	0.018	0,034	Vérifiée
1er étage	0.012	0,036	0.018	0,034	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,014	0,042	0,006	0,034	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,015	0,045	0,003	0,034	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,016	0,048	0,003	0,034	Vérifiée

Tableau IV.5: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+1.2E sens Y.

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,004	0,012	0,012	0,034	Vérifiée
1er étage	0,008	0,024	0,012	0,034	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,011	0,033	0,009	0,034	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,012	0,036	0,003	0,034	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,013	0,039	0,003	0,034	Vérifiée

IV.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets P- Δ peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10.$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

$\Sigma(WG_i + \beta Wq_i)$.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \Sigma F_i$.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

H_k : Hauteur de l'étage « k ».

Chapitre IV: étude sismique

Tableau IV.6 : Vérification dans le sens X de l'effet P- Δ .

Niveau	Pk	Δk	$V_x k$	H	θ	Etat
RDC	96326,849	0.018	1660.1	3,4	0,03	Vérifiée
1er étage	95008,253	0.018	1660.1	3,4	0,03	Vérifiée
2 ^{eme} étage	73860,294	0,006	1660.1	3,4	0,007	Vérifiée
3 ^{eme} étage	69558,322	0,003	1660.1	3,4	0,003	Vérifiée
4 ^{eme} étage	64710,235	0,003	1660.1	3,4	0,003	Vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification dans le sens Y de l'effet P- Δ .

Niveau	Pk	Δk	$V_x k$	H	θ	Etat
RDC	96326,849	0,012	2004,65	3,4	0,0016	Vérifiée
1er étage	95008,253	0,024	2004,65	3,4	0,0033	Vérifiée
2 ^{eme} étage	73860,294	0,033	2004,65	3,4	0,0035	Vérifiée
3 ^{eme} étage	69558,322	0,036	2004,65	3,4	0,0036	Vérifiée
4 ^{eme} étage	64710,235	0,039	2004,65	3,4	0,0037	Vérifiée

V.1. Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poteaux, poutres) on dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

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

V.2. Dimensionnement des poutres :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant

V.2.1. Poutre principale de rive terrasse :

On prend un IPE 220.

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

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

$$M_{sd} = 40,10 \text{ KN.m} \quad V_{sd} = 33,96 \text{ KN}$$

V.2.1.1. Vérification de la flèche :

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$\delta_{Max} = \frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm} \quad \text{« Tableau III.1 »}$$

$$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 13,584 \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2772} = 1,89 \text{ cm} \leq \delta_{Max} = 2 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

V.2.1.2. Vérification de résistance à l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{Avec: } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1588,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1588,08 \times 10^{-3} \times 235}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 316,41 \text{ KN} \rightarrow 33,96 < 158,21 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$M_{ply} = 60,97 \text{ KN.m}$$

V.2.1.3. Vérification au moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{mo}} \times f_y = \frac{285,4 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 60,97 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.2. Poutre principale de rive étage courant :

On prend un IPE240.

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ey :

$$V_{sd} = 60,66 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 58,38 \text{ KN.m}$$

Tableau V.1: dimensionnement poutre principale de rive étage courant

Profilé choisi		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
Profilé	classe		M_{sd}	M_{ply}	V_{sd}	$V_{pl,rd}$
IPE 240	classe	$1,63 \text{ cm} \leq 2$	58,38	78,32	60,66	190,75
	I	C.V	C.V		C.V	

V.2.3. Poutre principale intermédiaire terrasse :

On prend un IPE 240.

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ey :

$$V_{sd} = 69,98 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 50,89 \text{ KN.m}$$

Tableau V.2: dimensionnement poutre principale intermédiaire terrasse

Profilé choisi		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
Profilé	classe		M_{sd}	M_{ply}	V_{sd}	$V_{pl,rd}$
IPE 240	classe	$1,43 \text{ cm} \leq 2$	50,89	78,32	69,98	190,75
	I	C.V	C.V		C.V	

V.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant :

On prend un IPE 240

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ey :

$$V_{sd} = 56,87 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 49,72 \text{ KN.m}$$

Tableau V.3: dimensionnement poutre principale étage courant

Profilé choisi		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
	classe		M_{sd}	M_{ply}	V_{sd}	$V_{pl,rd}$
IPE 240		$1,58 \text{ cm} \leq 2$	49,72	78,32	56,87	190,75
			C.V		C.V	
	I	C.V	C.V		C.V	

V.2.5. Poutre secondaire terrasse :

On prend un IPE 160.

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ex :

$$V_{sd} = 34,78 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 16,18 \text{ KN.m}$$

Tableau V.4: dimensionnement poutre secondaire terrasse

Profilé choisi		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
	classe		M_{sd}	M_{ply}	V_{sd}	$V_{pl,rd}$
IPE 160		$1,32 \text{ cm} \leq 1,56$	16,18	26,47	34,78	192,38
			C.V		C.V	
	I	C.V	C.V		C.V	

V.2.6. Poutre secondaire étage courant :

On prend un IPE 240

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ex :

$$V_{sd} = 77,46 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 24,85 \text{ KN.m}$$

Tableau V.5: dimensionnement poutre secondaire étage courant

Profilé choisi		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
YPE 240	classe		M_{sd}	M_{ply}	V_{sd}	$V_{pl,rd}$
		$1,26 \text{ cm} \leq 1,56$	24,85	78,32	77,46	190,75
	I	C.V	C.V		C.V	

V.2.7. Dimensionnement des poutres en console :

On prend un IPE 100

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ey :

$$V_{sd} = 6,70 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 4,55 \text{ KN.m}$$

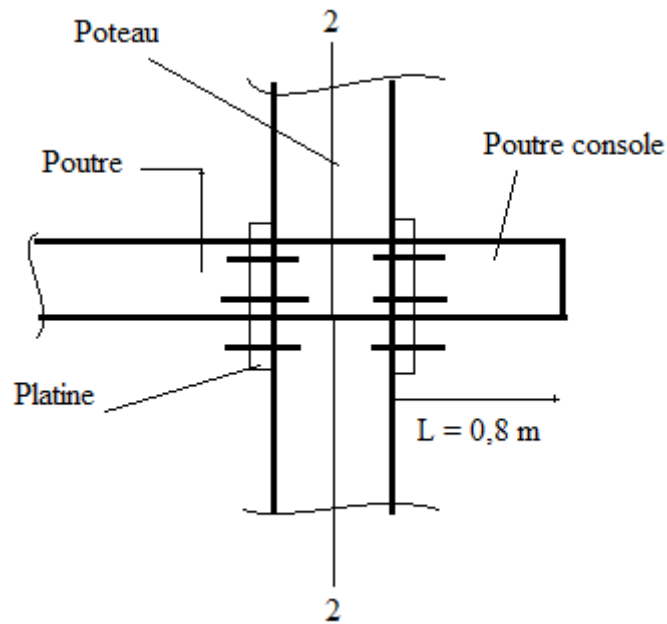


Figure V.1 Schéma de la poutre en console

Tableau V.6: dimensionnement poutre en console

Profilé choisi		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
IPE 100	classe		M_{sd}	M_{ply}	V_{sd}	$V_{pl,rd}$
		$0,25 \text{ cm} \leq 0,32$	4,55	8,41	6,70	59,55
	I	C.V	C.V		C.V	

V.2.8. Poutre secondaire en console

On prend un IPE 120

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ex :

$$V_{sd} = 10,04 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 7,21 \text{ KN.m}$$

Tableau V.7: dimensionnement poutre en console

Profilé choisi		Vérification de la flèche P.P	moment fléchissant		effort tranchant	
IPE 100	classe	1.12 cm ≤ 1,24	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	V _{pl,rd}
			7,21	12,97	10,04	62,81
	I	C.V	C.V		C.V	

- **Remarque :**

Pour la vérification au déversement :

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

Pour la Vérification au voilement :

Dans le cas d’une poutre de classe 1, 2 de nuance S 235 N/mm² alors, il n’y a pas lieu de vérifier le voilement de l’âme des poutres non raidies.

V.3. Dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

D’après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes pour les poteaux du 1^{er} étage sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + 1.2 EX avec :

$$M_{sdy} = 17,37 \text{ KN.m} \quad G+Q+1,2Ex$$

$$M_{sdz} = 5,56 \text{ KN.m} \quad G+Q+1,2Ex$$

$$N_{sd} = 108,38 \text{ KN} \quad G+Q+1,2Ex$$

V.3.1. Vérification de la résistance à la flexion composée

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversales de classe 1 → $\beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égale à 0.5 et donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L. \left(\frac{W_{Ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}} = \frac{0.5 \times 3400 \times \left(\frac{(429.5 \times 10^3)^2}{108 \times 10^9 \times 1336 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \times \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 3400)^2 \times 81000 \times 20.98 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 108 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 13.67$$

Avec $C_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{13.67}{93.9} = 0.146 < 0.4$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_{ySd}}{W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{Plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ Calcul de χ_{min}

On considère un poteau encasté en pied et en tête

Avec :

$$L_{fy} = 0.5 L$$

$$L_{fz} = 0.5 L$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_y}{i_y}}{93.9 \varepsilon} = \frac{0.5 \times 3400}{93.9} = 0.22 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_z}{i_z}}{93.9 \varepsilon} = \frac{0.5 \times 3400}{93.9} = 0.36 > 0.2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré dans les deux sens :

$$\phi_y = 0.5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 \times \left[1 + 0.49 (0.22 - 0.2) + 0.22^2 \right] = 0.53$$

$$\phi_z = 0.5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times \left[1 + 0.49 (0.36 - 0.2) + 0.36^2 \right] = 0.6$$

Avec $\alpha = 0.49$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement c.

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.53 + [0.53^2 - 0.22^2]^{0.5}} = 0.98$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.6 + [0.6^2 - 0.36^2]^{0.5}} = 0.92$$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,92$$

➤ **Calcul de k_y et k_z**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.22 \times (2 \times 2.15 - 4) + \frac{429,5 \times 10^3 - 388,6 \times 10^3}{388,6 \times 10^3} = 0.171$$

$$k_y = 1 - \frac{0.171 \times 108,36}{1 \times 5383 \times 235} = 0.985$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 0.36 \times (2 \times 2.15 - 4) + \frac{203,8 \times 10^3 - 133,6 \times 10^3}{133,6 \times 10^3} = 0.63$$

$$k_z = 1 - \frac{0.63 \times 108360}{0.99 \times 5383 \times 235} = 0.945$$

β_{My} ; β_{Mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent (voir ANNEXE C)

Après avoir déterminé k_y et k_z et χ_{\min}

$$\frac{108360}{0.92 \times 5383 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.9 \times 1737 \times 10^4}{429,5 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.945 \times 5560 \times 10^4}{203,8 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 1.47 \leq 1$$

Condition Non vérifiée.

V.3.1.1 Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{mo}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 1808 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1808}{1.1} = 224027 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 112 \text{ KN} > V_{Sd} = 108,36 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé HEA 200 ne répond pas à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance. On prend un HEA 220 et les calculs pour tous les poteaux sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8 : Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.

Niveau	Profilé	Classe	$M_{sd y}$ (KN)	$M_{sd z}$ (KN)	N_{sd} (KN)	V_{sd} (KN)
4 ^{ème} étage	HEA 140	Classe I	17,37	5,56	108,38	50,94
3 ^{ème} étage	HEA160	Classe I	25,37	9,30	195,56	68.45
2 ^{ème} étage	HEA 180	Classe I	23,15	7,21	315,46	79.48
1 ^{er} étage	HEA 180	Classe I	19,28	6,25	480,89	72.16
RDC	HEA 220	Classe I	23,59	6,04	730,58	46.15

Tableau V.9 : Résistance des poteaux

Niveau	Profilés	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	k_y	k_z	χ_{min}	$0.5V_{pl.Rd}$ (KN)
4 ^{ème} étage	HEA 140	0.09	0.32	0.51	0.963	0.88	0.85	62.744
3 ^{ème} étage	HEA 160	0.222	0.27	0.46	0.956	0.838	0.88	81.842
2 ^{ème} étage	HEA 180	0.124	0.24	0.4	0.945	0.79	0.89	89.648
1 ^{er} étage	HEA 180	0.124	0.24	0.4	0.92	0.674	0.89	89.648
RDC	HEA 220	0.168	0,197	0,33	0,892	0,996	0,94	128,06

V.3.2. Déplacement horizontal :

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête des poteaux afin de se prémunir contre d'éventuels désordre dans les éléments secondaires (couverture , étanchéité , bardage ...etc). Le déplacement Δ de la partie haute du portique est donnée par la relation suivante :

$$\Delta = \frac{\sigma_f \cdot h^2}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2k} \right)$$

$$\sigma_f = \frac{M_y}{W_{ply}}$$

$$\sigma_f = \frac{1737}{588,8} = 295,1 \text{ kg/cm}^2: \text{ contrainte de la flexion due au vent}$$

$$\Delta = \frac{2,95 \cdot 340^2}{3 \times 10000 \times 23} \left(1 + \frac{1}{2 \times 9,85} \right) = 0,82 \text{ cm}$$

$$\Delta_{sol} = \frac{H}{400} = \frac{340}{400} = 0,85 \text{ cm}$$

$\Delta = 0,82 \text{ cm} \approx \Delta_{sol} = 0,85 \text{ cm}$ Les valeurs sont proches donc acceptables.

V.4. Dimensionnement des contreventements :

V.4.1. Dans la Direction Y :

On doit vérifier que : $N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison $G + Q + 1.2Ey$:

$$N_{sd} = 251,16 \text{ KN}$$

Le profilé choisi 2L70×70×8.

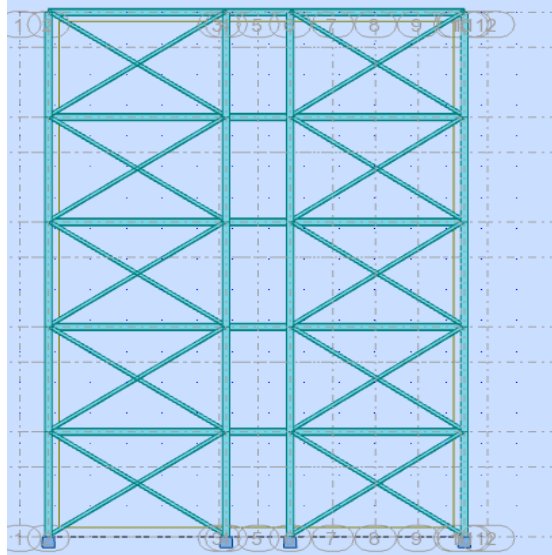


Figure V.2 contreventement en X suivant la direction Y

- **Résistance plastique de calcul de la section brute :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{2 \times 1070 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 457,18 \text{ KN}$$

- **Résistance plastique de calcul de section nette :**

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net}}{\gamma_{m2}} \times f_y$$

$$A_{net} = 910 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{2 \times 910 \times 10^{-3} \times 235}{1,25} = 342,16 \text{ KN}$$

- **Résistance ultime de calcul de la section nette:**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{A_{net}}{\gamma_{m2}} \times f_u = 0,9 \times \frac{2 \times 910 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 471,74 \text{ KN}$$

$$\min (N_{u,Rd}; N_{net,Rd}; N_{pl,Rd}) = 342,16 \text{ KN}$$

$$251,16 \text{ KN} < 342,16 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Resistance à la compression :**

$$\frac{N_{Sd}}{2} \leq N_{Pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta_A)^{0,5}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{6000}{21} = 285,7 \text{ avec } l_f = l \\ \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = 3,04 > 0,2$ Donc il y a un risque de flambement

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}}$$

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

Le facteur d'imperfection $\alpha = 0,49$ correspondant à la courbe de flambement C, déterminé selon (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3)

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (3,04 - 0,2) + 3,04^2] = 3,45$$

$$\chi = \frac{1}{3,45 + [3,45^2 - 3,04^2]^{0,5}} = 0,197$$

$$N_{Pl,Rd} = 0,197 \times 1 \times 1070 \times \frac{235}{1,1} = 450,32 \text{ KN}$$

$\frac{N_{Sd}}{2} = 125,58 \text{ KN} < N_{Pl,Rd} = 450,32 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

V.4.2. Dans la Direction X:

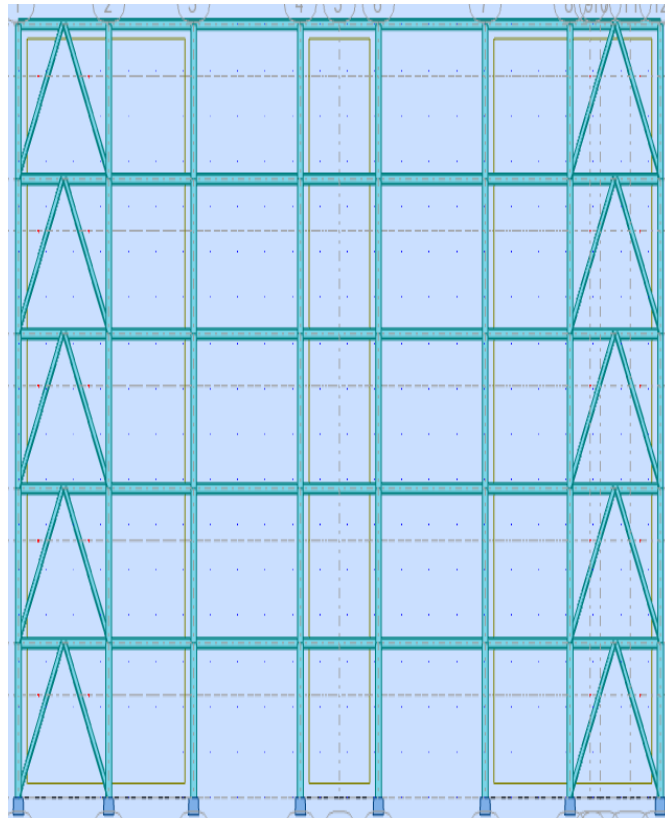


Figure V.3 contreventement en V suivant la direction X

$$N_{sd} = 239,59 \text{ KN}$$

Le profilé choisi 2L70×70×6

- **Résistance plastique de calcul de la section brute :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{2 \times 813 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 347,37 \text{ KN}$$

- **Résistance plastique de calcul de section nette :**

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net}}{\gamma_{m2}} \times f_y$$

$$A_{net} = 697,2 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{2 \times 697,2 \times 10^{-3} \times 235}{1,25} = 262,15 \text{ KN}$$

- **Résistance ultime de calcul de la section nette:**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{A_{net}}{\gamma_{m2}} \times f_u = 0,9 \times \frac{2 \times 697,2 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 361,43 \text{ KN}$$

$$\min (N_{u,Rd}; N_{net,Rd}; N_{pl,Rd}) = 246,47 \text{ KN}$$

239KN < 262,15 KN Condition vérifiée

• **Resistance à la compression :**

$$\frac{N_{Sd}}{2} \leq N_{Pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta_A)^{0.5}$$

$$\text{Avec} \quad \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{3770}{21,3} = 176,9 \quad \text{avec } l_f = l \\ \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = 1,88 > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

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

Le facteur d'imperfection $\alpha = 0.49$ correspondant à la courbe de flambement C, déterminé selon (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3)

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (1,88 - 0.2) + 1,88^2] = 2,67$$

$$\chi = \frac{1}{2,67 + [2,67^2 - 1,88^2]^{0.5}} = 0.21$$

$$N_{Pl,Rd} = 0.21 \times 1 \times 813 \times \frac{235}{1.1} = 380,3 \text{ KN}$$

$\frac{N_{Sd}}{2} = 119,5 \text{ KN} < N_{Pl,Rd} = 380,3 \text{ KN}$ Condition vérifiée

V.5. Dimensionnement des solives :

V.5.1. Solive de la terrasse :

Tableau V.10 : vérification des solives de terrasse

Longueur(m)	2,85	3,30	3,90
Profilés	IPE 120	IPE 140	IPE 160
Classe	I	I	I
M_{sd}	9,26	10,82	11,1
M_{ply}	12,97	18,87	26,46
vérification	C. Vérifiée	C. Vérifiée	C. Vérifiée
V_{sd}	12,80	18,65	19,37
V_{plrd}	125,62	152,34	192,38
vérification	C. Vérifiée	C. Vérifiée	C. Vérifiée

V.5.2. Solive du plancher courant :

Tableau V.11: vérification des solives de l'étage courant

Longueur(m)	2,85	3,30	3,90
Profilés	IPE 120	IPE 140	IPE 160
Classe	I	I	I
M_{sd}	8,67	11,23	11,25
M_{ply}	12,97	18,87	26,46
vérification	C. Vérifiée	C. Vérifiée	C. Vérifiée
V_{sd}	11,85	17,40	20,32
V_{plrd}	125,6	152,3	192,3
vérification	C. Vérifiée	C. Vérifiée	C. Vérifiée

V.6. Etude de l'escalier

V.6.1. Conception :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la marche s'appelle l'embranchement et la longueur de marche s'appelle giron (g), la hauteur de marche s'appelle contre marche.

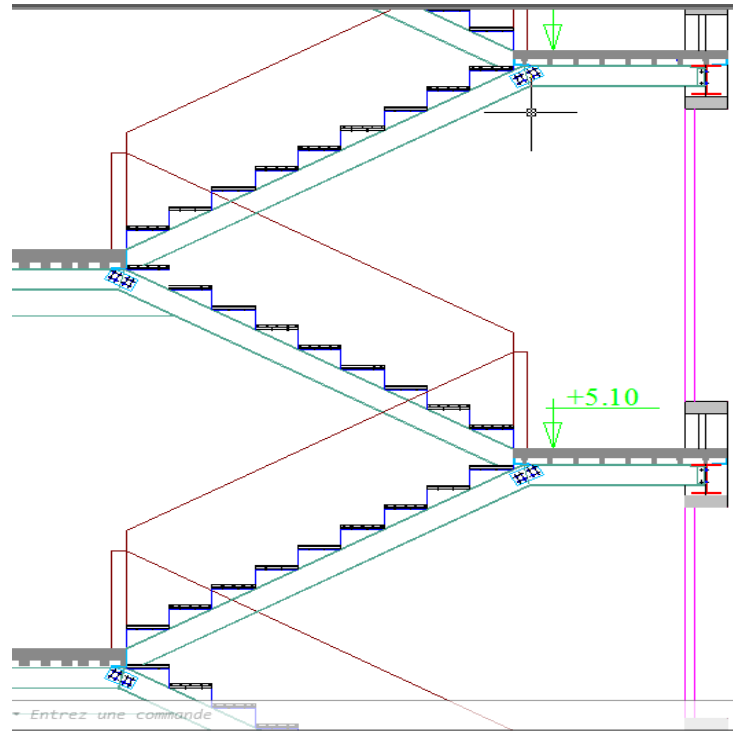


Figure V.4 : Escaliers

V.6.2 : Dimensionnement des escaliers :

Pour dimensionnement des escaliers en charpente métallique, on utilise la formule de BLONDEL.

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

h : Varie de 14 cm à 20 cm et g : Varie de 22 cm à 30 cm

Hauteur d'étage 3,4 m → On prend : h = 17 cm et g = 30 cm.

Vérification de la condition de BLONDEL

$$59 \leq (30 + 2(17)) \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.6.2.1. Le nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{119}{17} = 7 \text{ (pour 1}^{\text{ère}} \text{ volée du RDC)}$$

Nombre de marches : m = n-1 = 7-1 = 6 marches.

$$n = \frac{170}{17} = 10 \text{ (pour 2}^{\text{ème}} \text{ volée)}$$

On a 6 marches pour la 1^{ère} volée et 9 pour la 2^{ème} volée.

La longueur de la ligne de la foulée sera : $L = g(n-1) = 30(10-1) = 270 \text{ cm}$.

- **Angle d'inclinaison de la volée :**

$$\alpha = \arctg \frac{170}{270} = 32,19^\circ$$

- **La longueur de la volée :**

$$L_V = \frac{170}{\sin \alpha} = 3,19 \text{ m}$$

V.6.2.2. Dimensionnement des éléments porteurs :

Volée : $G=1,40 \text{ kN/m}^2$

Palier : $G=2,93 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

A- Cornière de marche :

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

$$q = (G+Q) \times g = (1,40+2,50) \times 0,3 = 1,17 \text{ KN/ml}$$

Le pré dimensionnement se fait a partir de la condition de flèche suivante

$$f \leq \delta_{\text{Max}}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384 EI_y} < \frac{l}{250}$$

$$I_y > \frac{5ql^3}{384E}$$

$$I_y > \frac{5 \times 1,17 \times 119,5^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y > 3,09 \text{ cm}^4$$

On prend L40x40x4 avec $I_y = 4,47 \text{ cm}^4$.

Tableau V.12: Caractéristiques de la cornier L40x40x4

Profil	Poids	section	Dimension		Caractéristiques						
	P Kg/m	A cm ²	h m m	b mm	t mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
L40x40x 4	2,42	3,08	40	40	4	4,47	4,47	1,55	1,55	1,21	1,21

- **Vérification de la flèche (poids propre inclus) :**

La charge sera : $q = Q_{ELS} + P_p \rightarrow q = 1,1942 \text{ KN/m}$

$$f \leq \delta_{\text{Max}}$$

$$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 1,1942 \times 119,5^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 4,47} = 0,34 \text{ cm} \leq \delta_{\text{Max}} = 0,48 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Classe du profilé L 40mm x40mmx4mm**

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{40}{4} = 10 < 15 \rightarrow \text{L'âme est de classe III.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{h+b}{2t} \leq 11,5\varepsilon \rightarrow \frac{80}{8} = 10 < 11,5 \rightarrow \text{La semelle est de classe III.}$$

- **Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)**

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 2,42 \text{ Kg/m} = 0,0242 \text{ KN/m}$

La charge sera : $q = q_u + 1,35P_p \rightarrow q = 1,73 \text{ KN/m}^2$

$$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 1,73 \times \frac{1,195^2}{8} = 0,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{mo}} \times f_y = \frac{1,55 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 0,331 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply}$ Condition vérifiée.

Cornières L 40mm x40mmx4mm pour les marches.

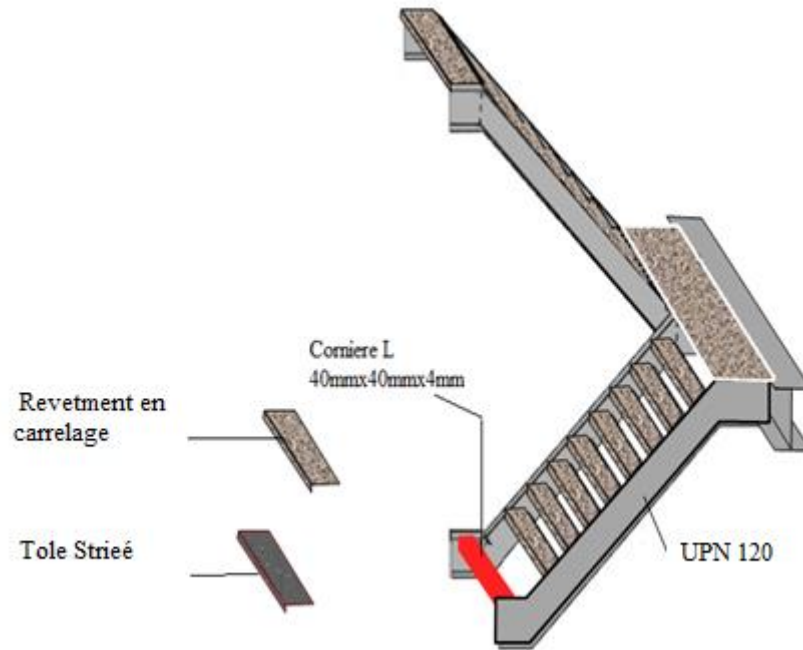


Figure V.5 Schéma représentatif de l'escalier

B- Calcul du limon :

Volée : $G = 1,40 \text{ kN/m}^2$

Palier : $G = 2,93 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

$$q_1 = \frac{1,2}{2}(1,40+2,5) = 2,34 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,2}{2}(2,93+2,5) = 3,258 \text{ KN/ml}$$

- **Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{\text{Max}} \quad \text{avec } l = 270 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{Max}} = \frac{l}{250} = \frac{270}{250} = 1,08 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5q \cdot l^4}{384 \cdot E I_y} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 3,258 \times 10 \times 270^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 99,40 \text{ cm}^4$$

On choisie UPN 80 $I_y = 106 \text{ cm}^4$

Tableau V.13 : Caractéristiques du profilé UPN 80.

Profil	Poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
UPN 80	8,64	11	80	45	8	6	47	106	19,4	32,3	11,9	3,10	1,33

• **Vérification de la flèche (poids propre inclus) :**

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 8,64 \text{ Kg/m} = 0,0864 \text{ KN/m}$

La charge sera : $q = q_{ELS} + P_p \rightarrow q = 3,34 \text{ KN/m}$

$$f \leq \delta_{\text{Max}}$$

$$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 3,34 \times 270^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 106} = 1,03 \text{ cm} \leq \delta_{\text{Max}} = 1,08 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Classe du profilé UPN 80**

$$\frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \rightarrow \frac{45}{8} = 5,625 < 10 \rightarrow \text{Profilé de classe I.}$$

• **Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)**

La charge sera : $q = q_u + 1,35P_p \rightarrow q = 1,70 \text{ KN/m}^2$

$$q_1 = \frac{1,2}{2} (1,35 \times (1,40 + 0,0864) + (1,5 \times 2,5)) = 3,45 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,2}{2} (1,35 \times (2,93 + 0,0864) + (1,5 \times 2,5)) = 4,69 \text{ KN/ml}$$

➤ **La charge équivalente :**

$$L_1 = 3,19 \text{ m} ; L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$q_{eq} = (q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2) / (L_1 + L_2) = (3,45 \times 3,19 + 4,69 \times 1,2) / (3,19 + 1,2) = 3,78 \text{ KN /ml}$$

On vérifie que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 3,78 \times \frac{2,7^2}{8} = 3,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{el,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{32,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 6,9 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply}$ Condition vérifiée.

UPN 80 pour le limon.

Remarque : on utilise un UPN 120 pour des raisons constructives.

V.6.2.3. Pré dimensionnement de la poutre palière :

La charge qui agit à la poutre palière est due aux deux demis volées et de mur

Ci-dessus plus le palier.

$$G_{\text{palier}} = 2,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Double UPN 80 avec } P_p = 8,64 \text{ Kg/m} = 0,0864 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{volée}} = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{\text{palier}} = 3,19 \text{ m}$$

$$L_{\text{volée}} = 1,2 \text{ m} \rightarrow L_{\text{Total}} = 4,39 \text{ m}$$

$$G = 4,50 \times \frac{4,39}{2} = 9,88 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{cloisons}} = 1,456 \times \frac{3,4}{2} = 2,48 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times \frac{4,39}{2} = 5,49 \text{ KN/ml}$$

$$q = 9,88 + 2,48 + 5,49 = 17,85 \text{ KN/ml}$$

A-Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{\text{Max}}$$

$$\delta_{\text{Max}} = \frac{L}{250} = \frac{260}{250} = 1,04 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 17,85 \times 260^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 486,315 \text{ cm}^4$$

On choisie un IPE 160 $I_y = 869,3 \text{ cm}^4$

Tableau V.14 : Caractéristiques du profilé IPE 160

Profil	Poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 160	15,8	20,09	160	82	7,4	5	9	869,3	63,31	123,9	26,10	6,58	1,84

B-Classe du profilé IPE 160

- **Classe de l'âme fléchie**

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

$$\frac{127,2}{5} = 25,44 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

- $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{41}{7,4} = 5,54 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$

Donc la section du profilé global est de classe I.

C- Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

La charge sera : $q = q_u + 1,35P_p \rightarrow q = 25,13 \text{ KN/m}^2$

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 25,13 \times \frac{2,6^2}{8} = 21,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{mo}} \times f_y = \frac{123,9 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 26,46 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$M_{sd} < M_{ply}$ Condition vérifiée.

La poutre palière est un profilée IPE160

V.7. Dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour assurer l'étanchéité des terrasses inaccessibles.

L'acrotère est une console linéaire encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

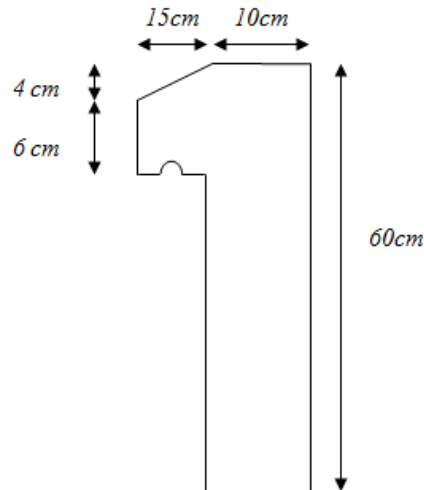


Figure V.6 : Coupe verticale de l'acrotère

V.7.1. Calcul de l'acrotère :

V.7.1.1. Calcul au séisme :

Selon le [RPA 99 version 2003, art 6-2-3] l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale "FP" due au séisme calculé suivant la formule :

$$FP = 4 \times A \times CP \times WP.$$

- A : Coefficient d'accélération de zone.

A = 0.15 (zone II, groupe 2) selon le tableau 4-1 du RPA

- CP : Facteur de force horizontale.

CP = 0.3 selon le tableau 6-1 du RPA

- WP : Poids de l'acrotère.

$$Wp = S \times 25$$

$$S = (0,25 \times 0,6) - ((0,04 \times 0,15) / 2) - (0,15 \times 0,5) = 0,072 \text{ m}^2$$

$$Wp = 0,072 \times 25 = 1,8 \text{ KN/m}$$

$$Fp = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,8 = 0,324 \text{ KN/m}$$

V.7.1.2. Calculs des sollicitations :

A- A P'ELU :

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 1,8 = 2,43 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 0,324 \times 0,6 = 0,292 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \max \left(2\text{cm} ; \frac{H}{250} \right)$$

$$\frac{H}{250} = \frac{60}{250} = 0,24 \text{ cm}$$

$$e_0 = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0$$

$$e_1 = \frac{0,292}{2,43} + 0,02 = 0,14 \text{ m}$$

Sollicitation ultimes corrigées pour flambement puisque $N_u > 0$ est une compression

- **Elancement géométrique**

$$L_f = 2 \times l_0$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{W_p}{W_p + F_p}$$

$$\alpha = \frac{1,8}{1,8 + 0,324} = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\varphi)$$

$$e_2 = \frac{3(1,2)^2}{10^4 \times 0,1} \times (2 + 0,85 \times 2) = 0,0016 \text{ m}$$

Avec $\varphi = 2$

- **Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2,43 \text{ KN/ml} \\ M_u = N_u (e_1 + e_2) \\ e_0 = e_1 + e_2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2,43 \text{ KN/ml} \\ M_u = 2,43 (0,14 + 0,0016) = 0,35 \text{ KN.m} \\ e_0 = 0,1416 \text{ m} \end{array} \right.$$

- **Sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$e_A = e_0 + (d-h/2) = 0,1416 + (0,08 - 0,1/2) = 0,172 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_A = 2,43 \times 0,172 = 0,42 \text{ KN.m}$$

B- A l'ELS

$$N_{ser} = W_p = 1,8 \text{ KN}$$

$$M_{serG0} = F_p \times H = 0,324 \times 0,6 = 0,19 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{serG0}}{N_{ser}} = \frac{0,19}{1,8} = 0,106 \text{ m}$$

On remarque que e_0 à l'ELU est différent à celle de l'ELS

- **Sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$e_{Aser} = e_{0ser} + (d-h/2) = 0,106 + (0,08 - 0,1/2) = 0,136 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_A = 1,8 \times 0,172 = 0,31 \text{ KN.m}$$

V.7.1.3. Armature des sollicitations :

A- Moment réduit de référence à l'ELU

$$\mu_{BC} = 0,8 \times \frac{h}{d} \times (1 - 0,4 \times \frac{h}{d})$$

$$\mu_{BC} = 0,8 \times \frac{10}{8} \times (1 - 0,4 \times \frac{10}{8}) = 0,5$$

B- Moment réduit agissant

$$\mu_{BU} = \frac{M_{uA}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{BU} = \frac{0,42 \cdot 10^{-3}}{1 \times (0,08^2) \times 14,2} = 0,005$$

$$\mu_{BC} > \mu_{BU}$$

C- Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}}$$

$$\gamma = \frac{0,42}{0,31} = 1,35$$

$$\mu_{Bl} = (3440 \gamma + 49f_{C28} - 3050) \times 10^{-4} = 0,282$$

$$\mu_{BU} < \mu_{Bl}$$

Donc $A' = 0$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{Bu})$$

$$Z_b = 0,08 (1 - 0,6 \times 0,005) = 0,0797 \text{ m}$$

$$f_{ed} = \frac{400}{1,15} = 384 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } A = \frac{M_{uA}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{0,42 \times 10^4}{0,0797 \times 384} = 0,137 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D- Armature en flexion composée :

Section minimale

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{périmètre (m)}} \\ \frac{0,2 \times B}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{1,41} = 2,84 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2 \times (10 \times 100)}{100} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On adopte : 4T10 avec $A = 3,14 \text{ cm}^2$

E-Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit 4T8 avec $A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$

Remarque : Les armatures de flexions sont soudées sur le profilé

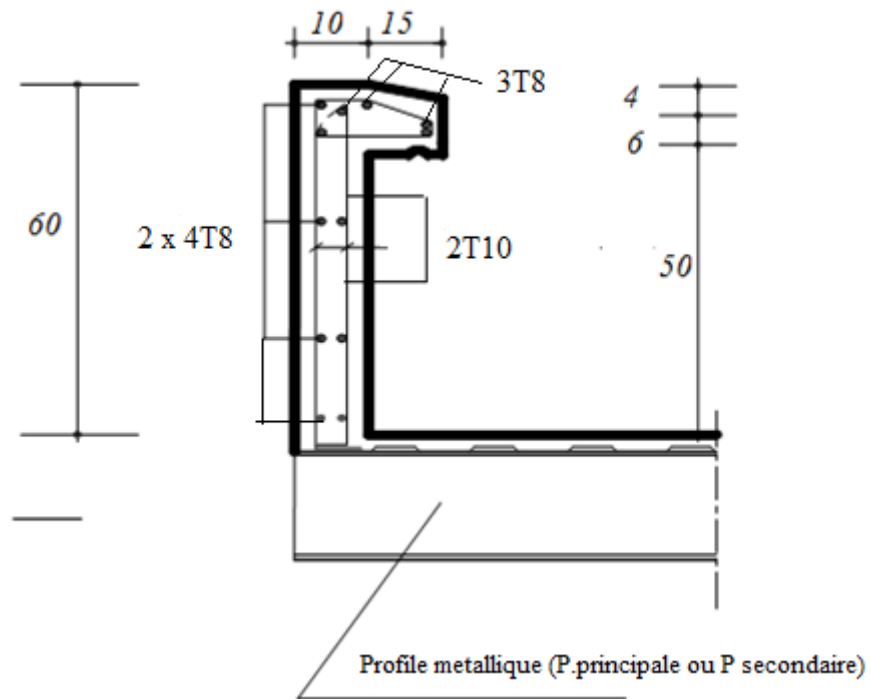


Figure V.7 : Schémas de ferrailage de l'acrotère

VI.1. Introduction :

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

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux.

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

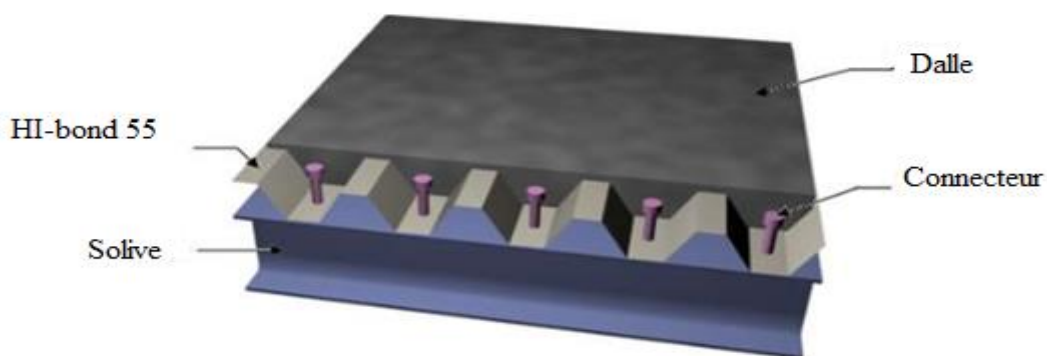


Figure VI.1 : Eléments constructifs du plancher mixte.

VI.2. Vérification de la tôle profilée

Figure VI.2: Les dimensions de la tôle Hi-bond 55

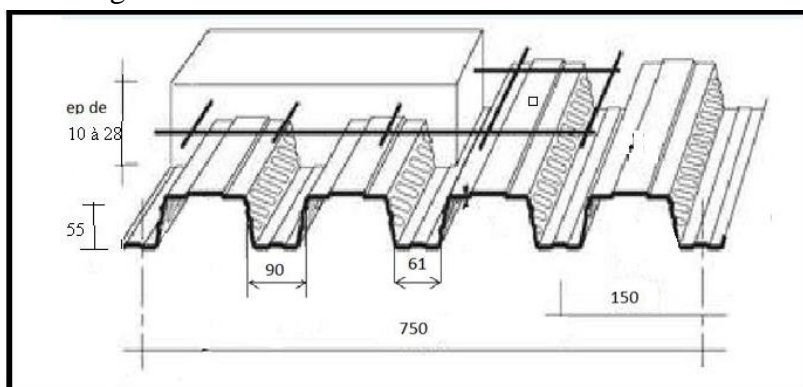


Tableau VI.1: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (daN/m ²)
55	5	150	750	1	12,83

VI.2.1. Vérification à l'état limite ultime :

On vérifie que : $M_{sd} \leq M_{pl Rd}$.

➤ Charges permanentes

Dalle en béton : $G = 25 \times 1,2 \times 0,08 = 2,4$ KN/ml

Tôle (Hi-bond 66) : $G_1 = 0,12$ KN/ml

Total : $G = 2,52$ KN/ml

➤ Surcharge d'exploitation (chantier)

$Q = 1 \times 1,2 = 1,2$ KN/ml

Charge à l'ELS:

$q_s = G + Q = 3,72$ KN/ml

Charge à l'ELU :

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,2$ KN/ml

Moment fléchissant sollicitant :

Moment maximal en travée :

$M_{sd} = 0,08 q_u L^2 = 0,08 \times 5,2 \times (1,2)^2 \rightarrow M_{sd} = 0,6$ KN.m

Moment de résistance plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{eff}}{\gamma_{mo}} \times f_y = \frac{9240 \times 160}{1.1} = 1,344 \text{ KN.m}$$

$M_{pl Rd} = 1,344$ KN.m $> M_{sd} = 0,6$ KN.m Condition vérifiée.

VI.2.2. Vérification à l'état limite de service :

Cette vérification consiste à étudier le comportement de la tôle et à vérifier la résistance sous son poids propre et sous le poids du béton frais.

Pour cela on doit vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\text{Avec : } f_{max} = \frac{30,1 \times (G_p + G_B) \times L^4}{I_{eff}} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

I_{eff} : Inertie efficace

$$I_{eff} = 0,503 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

G_p : Poids propre de la tôle.

G_B : Poids du béton frais.

$$\text{Donc : } \begin{cases} f_{max} = \frac{30,1 \times 2,52 \times (1,2)^4 \times 10^3}{0,503 \times 10^6} = 3,1 \text{ mm} \\ f_{adm} = \frac{1,2}{250} = 0,0048 \text{ m} \end{cases}$$

Alors : $f_{max} = 3.1 \text{ mm} < f_{adm} = 4,8 \text{ mm}$ condition vérifiée.

VI.3. Plancher mixte terrasse :

VI.3.1. Vérification de la section mixte :

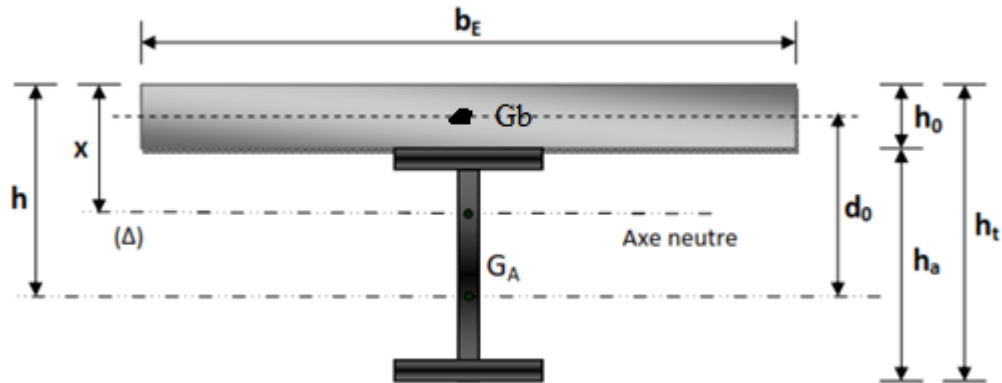


Figure VI.3 : montage poutre dalle

ht: hauteur totale de la section ($ht=h_a+h_0$)

h0: hauteur de la dalle.

ha: hauteur de la poutre en acier

be: largeur de la dalle

d0: distance entre les centres de gravite de la poutre en acier et de la dalle.

X: distance de la l'axe neutre à la fibre supérieure externe de la dalle.

VI.3.1.1. Largeur efficace de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ Avec : } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 3,9 \text{ m}$.

$$b_1 = b_2 = 0,6\text{m.}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(0,49 ; 0,6) = 0,49\text{m.}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 2 \times 0,49 = 0,98\text{m.}$$

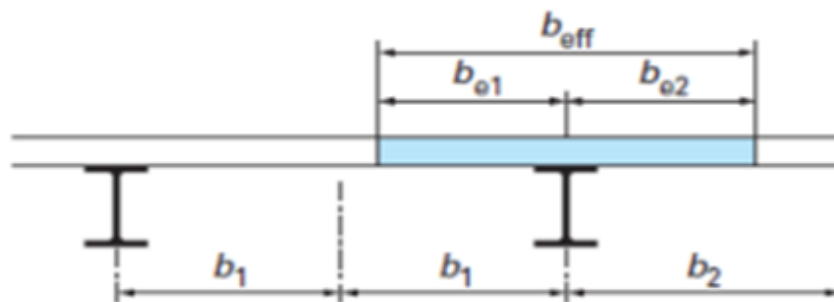


Figure VI.4 : Largeur efficace de la dalle

Charges permanentes :

Solive : $G_1 = 0,158 \text{ KN/ml}$

Dalle en béton : $G_2 = 25 \times 1,2 \times 0,08 = 2,4 \text{ KN/ml}$

Tôle (HI-bond 66) : $G_3 = 0,12 \times 1,2 = 0,144 \text{ KN/ml}$

Total: $G = 2,7 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation:

$Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ KN/ml}$

$N = 0,24 \times 1,2 = 0,288 \text{ KN/ml}$

Charge non pondérée :

$q_s = G + Q = 4,19 \text{ KN/ml}$

Charge pondérée :

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,88 \text{ KN/ml}$

VI.3.1.2. Position de l'axe neutre :

$$F_c = b_{\text{eff}} h_c \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

$$h_c = 80 \text{ mm}$$

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

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_a = 1,1$$

$$A_a : \text{Section du profilé IPE 160} : A_a = 2009 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$F_c = 980 \times 80 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 1388,33 \text{ KN}$$

$$F_a = 2009 \times \frac{235}{1,1} = 429 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad z = 30,9 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{z}{2}\right)$$

$$M_{pl Rd} = 429 \left(\frac{0,16}{2} + 0,08 - \frac{0,03}{2}\right)$$

Avec :

h_a : Hauteur de profilé IPE160.

h_p : Hauteur de la tôle.

h_c : Épaisseur de la dalle en béton.

Donc : $M_{pl,Rd} = 62,21 \text{ KN.m}$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 5,88 \times \frac{3,9^2}{8} = 11,18 \text{ KN.m}$$

On a : $M_{sd} < M_{pl,Rd}$ condition vérifiée.

VI.3.1.3. Vérification de cisaillement :

On vérifie la condition suivante : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5,88 \times 3,9}{2} = 11,47 \text{ KN}$$

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

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 764,63 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{764,63 \times 235 \times 10^{-3}}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 94,31 \text{ KN}$$

$0,5V_{pl,Rd} > V_{sd}$ Condition vérifiée.

VI.3.1.4. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm} \text{ Avec : } f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_h}$$

$$\text{Avec : } I_h = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 45,68 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

n : Coefficient d'équivalence.

$$n = 13,77 \text{ Avec : } n = E_a / E'_c$$

$E_a = 21000 \text{ daN/mm}^2$: Module d'élasticité de l'acier de construction.

E'_c : Module d'équivalence du béton donné par :

$E'_c = E_{cm}/2$ pour les bâtiments d'habitation ;

$E_{cm} = 3050 \text{ daN/mm}^2$. (Pour un béton de classe C25/30).

I_A : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).

$$f_{max} = 13 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{1}{250} = \frac{3900}{250} = 15,6 \text{ mm} \text{ la condition est vérifiée.}$$

VI.3.2. Etude des connecteurs :

VI.3.2.1. Définition :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier.

Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle mais surtout résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton a une valeur suffisamment faible.



Figure VI.5 : disposition des connecteurs

La résistance de calcul d'un goujon a tête soudé au pistolet automatique présentant en pied un bourrelet de soudure normal est données par la plus faible valeur calculer à partir des deux formule suivante :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \text{ Cisaillement du goujon} \\ \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \text{ écrasement du béton contre le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

γ_v Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.

d : diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 400 MPa.

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

$\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right)$ pour $3 < h/d < 4$

ou

$\alpha = 1$ pour $h/d > 4$

Notre connecteur a les caractéristiques suivantes :

- ✓ $d = 16 \text{ mm}$
- ✓ $h = 80 \text{ mm}$
- ✓ $f_y = 275 \text{ MPa}$
- ✓ $f_u = 430 \text{ MPa}$

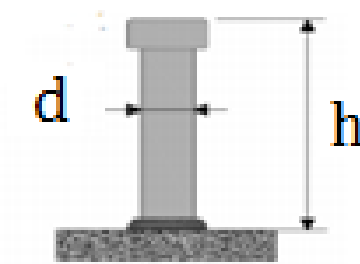


Figure VI.6 : Les dimensions d'un connecteur

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 \text{ donc } \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 55,3 \\ 51,86 \end{array} \right. \text{ KN}$$

VI.3.2.2. Effort de cisaillement longitudinal :

$$f_{cf} = Aa \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 502,25 \text{ KN}$$

Avec :

Aa : Section du profilé IPE 160

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

A-Nombre des connecteurs

$$N < N_f = f_{cf} / P_{rd} = 502,25 / 51,86 \rightarrow N = 9,68 \text{ On utilise alors 10 goujons.}$$

Soit un intervalle de :

$$S = \left(\frac{1}{2N} \right) = \frac{3900}{2 \times 10} = 195 \text{ mm} = 19,5 \text{ cm}$$



Figure VI.7 : espacement entre connecteurs

VI.3.3. Calcul du ferrillage:

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 5,88 \times \frac{3,9^2}{8} = 11,18 \text{ KN. m}$$

Les valeurs des moments :

$$M_e = 0,3 M_0$$

$$M_t = 0,85 M_0 : \text{travée de rive}$$

$$M_c = 0,5 M_0$$

$$M_t = 0,75 M_0 : \text{travée intermédiaire}$$

On prend les valeurs maximales des moments :

$$M_t = 0,85 M_0 = 9,5 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 8,39 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$\gamma_b = 1,15$$

$$f_{bu} = 18,48$$

$$\mu_u = \frac{9,5}{1 \times 0,08^2 \times 18,48} = 0,08$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Tel que

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$D' \text{ ou: } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 0,11$$

$$\text{Donc : } Z = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{9,5}{0,05 \times 347,82} = 0,55 \text{ cm}^2$$

On utilise un treillis soudé: T.S .4mm×4mm(100 mm×100 mm).

VI.4. Plancher mixte de l'étage courant :

Pour le plancher d'étage courant l'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profile IPE160.

VI.4.1. Vérification de la tôle profilée :

La tôle profilée sert de plateforme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton.

Pour cette structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte avec une tôle Hi-bond 55.

VI.4.2 Vérification à l'état limite ultime :

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

Charges permanentes :

$$\text{Dalle en béton : } G_1 = 25 \times 1,2 \times 0,08 = 2,4 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Tôle (hi-bond 55) } G_2 = 0,12 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Total : } G = 2,52 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation:

$$Q = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ KN/ml.}$$

Charge a ELS

$$q_s = G + Q = 4,32 \text{ KN/ml}$$

Charge a ELU

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,1 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment fléchissant sollicitant :**

Moment maximale en travée :

$$M_{sd} = 0,08q_u L^2 = 0,08 \times 6,1 \times (1,2)^2 \rightarrow M_{sd} = 0,7 \text{ KN.m}$$

Moments de résistance plastique :

$M_{pl Rd}$: est donné par le fabricant.

$$M_{pl Rd} = 3,16 \text{ KN.m} > M_{sd} = 0,7 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.3 Vérification à l'état limite de service :

Cette vérification consiste à étudier le comportement de la tôle et à vérifier la résistance sous son poids propre et sous le poids du béton frais.

Pour cela on doit vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\text{Avec : } f_{max} = \frac{30,1 \times (G_p + G_B) \times L^4}{I_{eff}} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

I_{eff} : Inertie efficace (valeur donnée par le fabricant) : $I_{eff} = 0,503 \times 10^6 \text{ mm}^4$

G_p : Poids propre de la tôle.

G_B : Poids du béton frais.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{max} = \frac{30,1 \times 2,52 \times (1,2)^4 \times 10^3}{0,503 \times 10^6} = 3,1 \text{ mm} \\ f_{adm} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors : $f_{max} = 3,1 \text{ mm} < f_{adm} = 4,8 \text{ mm}$ condition vérifiée

VI.4.4. Vérification de la section mixte :

VI.4.4.1. Vérification de la condition de résistance :

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

A- Largeur efficace de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{Avec : } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

L_0 : La portée de la solive $L_0 = 3,9 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 0,6 \text{ m.}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(0,49; 0,6) = 0,49 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 2 \times 0,49 = 0,98 \text{ m.}$$

Charges permanentes :

Solive : $G_1 = 0,158 \text{ KN/ml}$

Dalle en béton : $G_2 = 25 \times 1,2 \times 0,08 = 2,4 \text{ KN/ml}$

Hi-bond 66: $G_3 = 0,12 \times 1,2 = 0,144$ KN/ml

Total: $G = 2,7$ KN/ml

Surcharge d'exploitation:

$Q = 1,5 \times 1,2 = 1,8$ KN/ml

Charge ELS :

$q_s = G + Q = 4,5$ KN/ml

Charge ELU :

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,35$ KN/ml

VI.4.4.2 Position de l'axe neutre :

$$F_c = b_{eff} h_c \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

$h_c = 80$ mm

$f_{ck} = 25$ MPa

$f_y = 235$ MPa

$\gamma_c = 1,5$

$\gamma_a = 1,1$

Section du profilé IPE 160 : $A_a = 2009$ mm²

Donc :

$$F_c = \frac{0,85 \times f_{ck} \times h_c \times b_{eff}}{\gamma_c}$$

$$F_c = 980 \times 80 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5} \right) = 1388,33 \text{ KN}$$

$$F_a = 2009 \times \frac{235}{1,1} = 429 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad z = 30,9 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{pl Rd} = 429 \left(\frac{0,16}{2} + 0,08 - \frac{0,03}{2} \right)$$

Avec :

h_a : Hauteur de profilé IPE160.

h_p : Hauteur de la tôle.

h_c : Épaisseur de la dalle en béton.

Donc : $M_{pl Rd} = 62,21$ KN.m

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 6,35 \times \frac{3,9^2}{8} = 12,07 \text{ KN.m}$$

On a : $M_{sd} < M_{pl,Rd}$ Condition vérifiée.

VI.4.4.3. Vérification au cisaillement :

On vérifie la condition suivante : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{6,35 \times 3,9}{2} = 12,38 \text{ KN}$$

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

$$A_v = A - 2b t_{f+} + (t_w + 2r) t_{f-} = 764,63 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{764,63 \times 235 \times 10^{-3}}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 94,31 \text{ KN}$$

$0,5V_{pl,Rd} > V_{sd}$ Condition vérifiée.

A-Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm} \text{ Avec : } f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_h}$$

$$\text{Avec : } I_h = I_a + A_a (z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 45,68 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

n : Coefficient d'équivalence.

$$n = 13,77 \text{ Avec : } n = E_a / E'_c$$

$E_a = 21000 \text{ daN/mm}^2$: Module d'élasticité de l'acier de construction.

E'_c : Module d'équivalence du béton donné par :

$E'_c = E_{cm}/2$ pour les bâtiments d'habitation ;

$E_{cm} = 3050 \text{ daN/mm}^2$. (Pour un béton de classe C25/30).

I_A : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).

$$f_{max} = 14 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{1}{250} = \frac{3900}{250} = 15,6 \text{ mm} \text{ La condition est vérifiée.}$$

VI.4.5. Etude des connecteurs :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

- $d = 16 \text{ mm}$
- $h = 80 \text{ mm}$
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 \text{ donc } \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 55,3 \\ 51,86 \end{array} \right. \text{ KN}$$

VI.4.5.1. Effort de cisaillement longitudinal :

$$f_{cf} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 502,25 \text{ KN}$$

Avec :

A_a : Section du profilé IPE 160

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

➤ **Nombre des connecteurs**

$$N < N_f = f_{cf} / P_{rd} = 502,25 / 51,86 \rightarrow N = 9,68 \text{ On utilise alors 10 goujons.}$$

Soit un intervalle de :

$$S = \left(\frac{l}{2N} \right) = \frac{3900}{2 \times 10} = 195 \text{ mm} = 19,5 \text{ cm}$$



Figure VI.8 : espacement entre connecteurs

VI.4.6. Calcul du ferrailage:

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 6,35 \times \frac{3,9^2}{8} = 12,07 \text{ KN.m}$$

Les valeurs des moments :

$$M_e = 0,3 M_0 \qquad M_t = 0,85 M_0 : \text{travée de rive}$$

$$M_e = 0,5 M_0 \qquad M_t = 0,75 M_0 : \text{travée intermédiaire}$$

En prend les valeurs maximales des moments :

$$M_t = 0,85 M_0 = 10,25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 9,05 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$\gamma_b = 1,15$$

$$f_{bu} = 18,48$$

$$\mu_u = \frac{10,25}{1 \times 0,08^2 \times 18,48} = 0,09$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s}$$

Tel que

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{D'ou: } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,12$$

$$\text{Donc : } Z = 0,076 \text{ m} = 7,6 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{10,25}{0,05 \times 347,82} = 0,4 \text{ cm}^2$$

On utilise des treillis soudé: T.S .4mm× 4mm(100mm ×100 mm).

VII.1. Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion

On distingue parmi les assemblages :

- ✓ Les assemblages articulés
- ✓ Les assemblages encastres (rigides)

Les principaux modes d'assemblage :

- ✓ Le rivetage
- ✓ Le boulonnage
- ✓ Le soudage
- ✓ Le collage

VII.2. Calcul des assemblages :

VII.2.1. Assemblage poteau- poteau (HEA220-HEA180):

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux files verticales de boulons 10.9, Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successives.

Efforts à prendre en considération sous la combinaison $G+Q+1,2Ex$

$$M_{sd} = 9,1 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 223,28 \text{ KN}$$

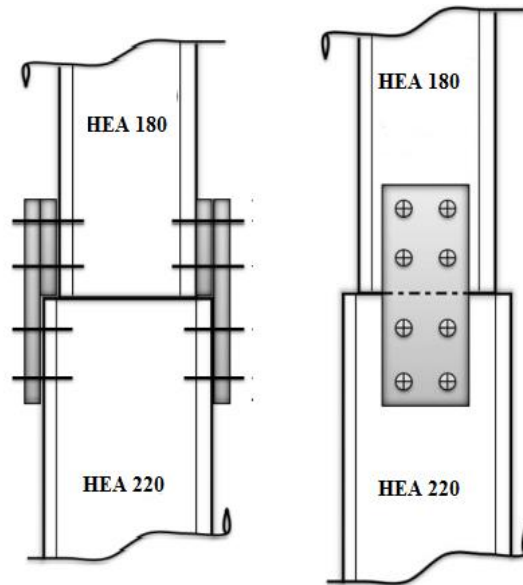


Figure VII.1: couvre-joint Poteau – Poteau

VII.2.1.1. Dimensionnement des couvre -joints de la semelle :

A-Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :

- La dimension du couvre joint : $250 \times 160 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint est sollicité à la traction
- La longueur du plan de traction $l = 160 \text{ mm}$
- Le diamètre du trou $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{9,1}{0,210} = 43,33 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{t(l - 14 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times f_y} = 43,33 \times \frac{1,25}{(160 - 2 \times 22) \times 235} = 1,9 \text{ mm}$$

On prend $t = 10 \text{ mm}$

B-Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec deux files verticales de 4 boulons $\varnothing 20$ de classe 10.9.

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w \text{ poteau HEA220}, t_w \text{ poteau HEA180}) = 6$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 80 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale e_1 :**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 50$ mm.

- **Pince transversale e_2 :**

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 60$ mm.

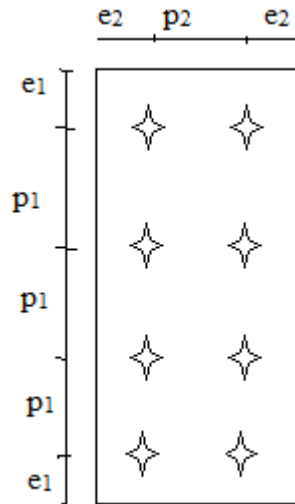


Figure VII.2: Distance entre axe des boulons

C-Vérification au cisaillement:

$V'_{sd} \leq n F_{v,Rd}$ Avec n le nombre de boulons $n = 4$

$$V'_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{9,1}{0.210} = 43,33 \text{ KN}$$

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 4 \times 0.6 \times \frac{245 \times 1000}{1.25} = 470,4 \text{ KN}$$

$V'_{sd} = 43,33 \text{ KN} < 4 \times F_{v,Rd} = 470,4 \text{ daN}$ Condition vérifiée

D-Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min (0,83 ; 0,96 ; 2,77 ; 1) = 0,83$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 1000 \times 20 \times 6 \times 10^{-3}}{1,25} = 199,2 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{4} = 55,82 \text{ KN}$$

condition vérifiée.

VII.2.1.2. Dimensionnement des couvre-joints de l'âme:

A-Calcul de l'épaisseur de couvre-joint de l'âme

- La dimension du couvre joint : $100 \times 250 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 100 \text{ mm}$
- Le diamètre du trou $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 223,28 \times \frac{1,25}{(100 - 2 \times 22) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 3,4 \text{ mm}$$

On prend $t = 10 \text{ mm}$

B-Disposition constructives:

L'assemblage est réalisé avec deux files verticales de 4 boulons $\varnothing 20$ de classe 10.9.

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w \text{ poteau HEA220}, t_w \text{ poteau HEA180}) = 6$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 80 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale e₁ :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale e₂ :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 60 \text{ mm.}$$

C-Vérification au cisaillement:

$$V_{sd} \leq n F_{v.Rd} \quad \text{avec } n \text{ le nombre de boulons } n = 4$$

$$4 \times F_{v.Rd} = 4 \times 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 4 \times 0,6 \times \frac{245 \times 1000}{1,25} = 470,4 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 223,28 \text{ daN} < 4 \times F_{v.Rd} = 470,4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D-Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min (0,83 ; 0,96 ; 2,77 ; 1) = 0,83$

$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 360}{1,25} = 77,68 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 55,82 \text{ KN}$ condition vérifiée.

VII.2.2. Assemblage poteau- poutre (HEA180-IPE240):

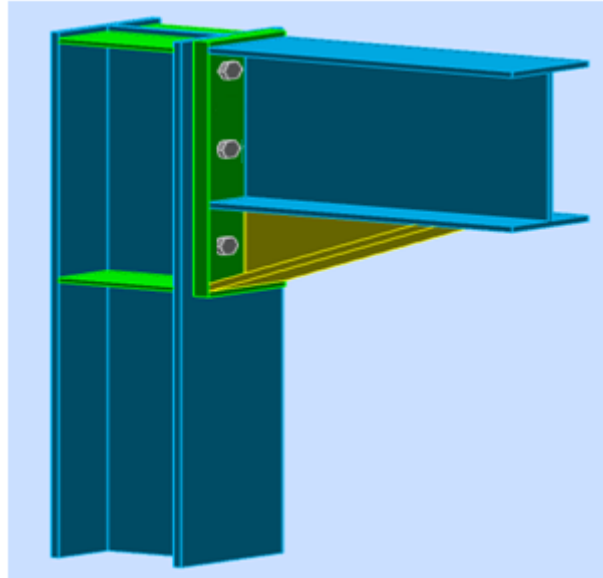


Figure VII.2: Assemblage poteau- poutre (encastrement)

A- Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EX:

$$M_{sd,max} = 45,74 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 61,71 \text{ KN}$$

B- Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure**

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 5 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 14 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 240 : $t_f = 9,8 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 240 : $t_w = 6,2 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 10 \text{ mm}$

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{45,74}{0,240} = 190,58 \text{ KN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 135 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{10 \times 135 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 343,65 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 190,58 \text{ KN} < F_{w,rd} = 343,65 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la l'âme $\sum l = 240 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{10 \times 240 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 610,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 61,7 \text{ KN} < F_{v,rd} = 610,9 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C- Disposition constructives :

- **Choix du diamètre du boulon :**

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 3 boulons de diamètre $\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe 10.9

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm.}$$

$$t = \min (t_w(\text{IPE240}) ; t_w(\text{HEA180})) = 6 \text{ mm.}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 60 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale e_1 :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale e_2 :**

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 40$ mm.

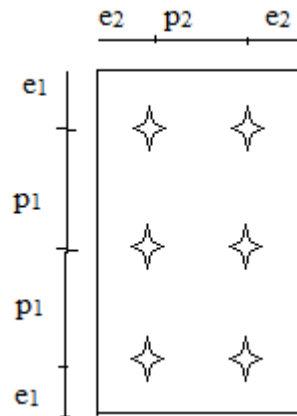


Figure VII.4 : Disposition constructive de la platine

D-Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = 10,28 \text{ KN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3}}{1,15} = 68,26 > F_{v.sd} = 10,28 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification a la traction :**

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3}}{1,5} = 94,2 \text{ KN}$$

Effort de traction de calcul par boulon :

$$F_{t.sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{2 \times \sum d_i^2} = \frac{45,74 \times 0,17}{(0,05^2 + 0,11^2 + 0,17^2)} = 89,37 \text{ KN}$$

$$F_{t.sd} < F_{t.Rd}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification au poinçonnement de la platine**

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 24,58 \times 20 \times 360}{1,25} = 266,73 \text{ KN}$$

$$F_{t.Sd} = 89,37 \text{ KN} < B_{p.Rd} = 266,73 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min (1,04 ; 0,86 ; 2,77 ; 1) = 0,86$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,86 \times 1000 \times 16 \times 6}{1,25} = 165,21 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 10,28 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 165,21 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.3. Assemblage poutre -solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE160 avec l'âme de la poutre IPE240, avec une file verticale de deux boulons.

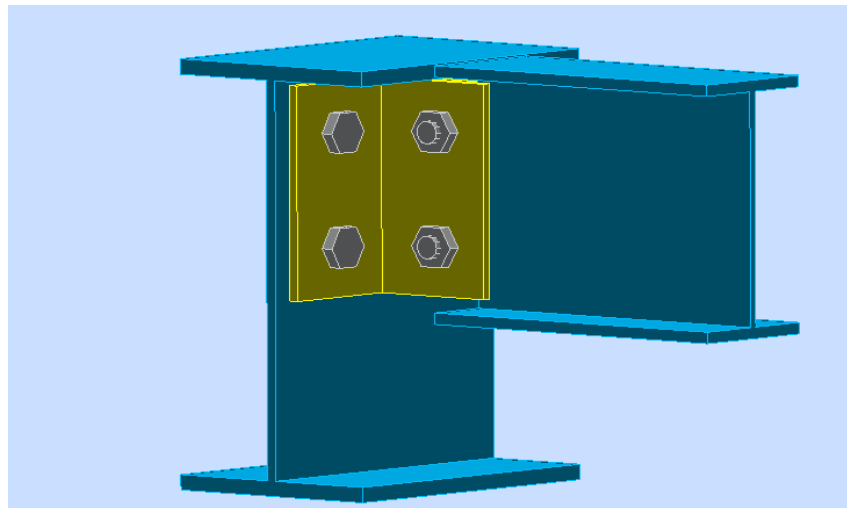


Figure VII.5: Assemblage poutre solive

Efforts sollicitant sous la combinaison G+Q+Ex:

$$M_{sd,max} = 10,45 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 18,53 \text{ KN}$$

A-Choix de cornière :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 150,23 \text{ mm}^2$$

On prend L 90mm X 90mm X 6mm, avec A = 1060 mm²

- Section brute

$$N_{PLRD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} > V_{sd}$$

$$N_{PLRD} = \frac{1060 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} > 18,53$$

226,45 KN > 18,53KN Condition vérifiée

- **Section nette :**

$$N_{PLRD} = \frac{\beta_w \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec $A_{nette} = A - T \times d_0 = 1060 - (6 \times 18) = 952 \text{ mm}^2$

$$N_{PLRD} = \frac{0,59 \times 952 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 161,76 \text{ KN} > 18,53 \text{ KN condition vérifiée}$$

B-Dispositions constructives

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 4.8 Ø16, sur les deux ailes de la cornière

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{solive})) = 5 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 60 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale e₁ :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale e₂ :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

C-Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 4,64 \text{ KN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 400 \times 157 \times 10^{-3}}{1,25} = 25,12 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 4,64 \text{ KN} < F_{v.Rd} = 25,12 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

D-Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min (0,83 ; 0,67 ; 1,11 ; 1) = 0,67$

$F_{b,Rd} = 42,88 \text{ KN} > F_{v,sd} = 18,53 \text{ KN}$ condition vérifiée.

IX.2.4. Assemblage des éléments de contreventement :

VII.2.4.1. Contreventement en X :

L'assemblage se fait par des boulons 4.8 Ø16. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau, avec une cornier 2L70×70×8

- Effort sollicitant :

Sous la combinaison G+Q+1.2Ey $N_{sd} = 145,27 \text{ KN}$

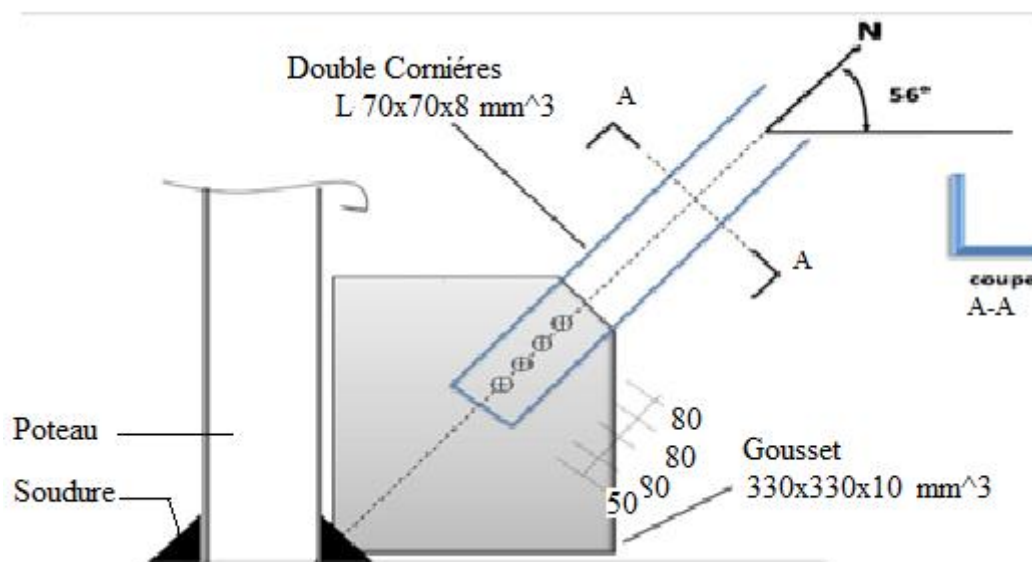


Figure VII.4: Assemblage des éléments de Contreventement

A-Cordon de soudure gousset-poteau :

Gousset 330mm × 330mm × 10mm

$$a > \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N \sqrt{2}}{F_u \times 1}$$

$$a > 0,8 \times 1,25 \times \frac{145,25 \sqrt{2} \times 10^3}{360 \times 330} = 1,73 \text{ mm} \quad \text{On prend un cordon de 5mm}$$

B- Disposition constructives

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0. \quad e_2 = 40\text{mm}$$

$$P_2 \geq 3d_0. \quad P_2 = 60\text{mm}$$

C- Boulon en cisaillement:

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

Avec :

$$F_{v,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times \alpha_v \times m \times n}{\gamma_{mb}}$$

- Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon :

$$\alpha_v = 0,6 \text{ Pour les classes de boulons : 4.6, 5.6 et 8.8.}$$

$$\alpha_v = 0,5 \text{ Pour les classes de boulons : 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9.}$$

- Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon :

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{v,rd} = \frac{400 \times 157 \times 0,6 \times 1 \times 3 \times 10^{-3}}{1,25} = 90,43 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{145,27}{3} = 48,42 \text{ KN} < 90,43 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D-Vérification à la pression diamétrale:

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_{ub} \cdot d_0 \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] = \min[0,74; 0,86; 1,11; 1] = 0,74$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 400 \times 18 \times 10 \times 10^{-3}}{1,25} = 106,56 \text{ KN} > F_{v,sd} = 48,42 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

E-Resistance en traction:

- **Section brute**

$$N_{PLRD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} > \frac{N_{sd}}{3}$$

$$N_{PLRD} = \frac{1070 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} > \frac{145,27}{3}$$

$$228,59 \text{ KN} > 48,42 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Section nette :**

$$N_{PLRD} = \frac{\beta_w \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec } A_{nette} = A - T \times d_0 = 1070 - (10 \times 18) = 890 \text{ mm}^2$$

$$N_{PLRD} = \frac{0,59 \times 890 \times 360}{1,25} = 151,22 \text{ KN} > 48,42 \text{ KN condition vérifiée}$$

VII.2.4.2. Contreventement en V :

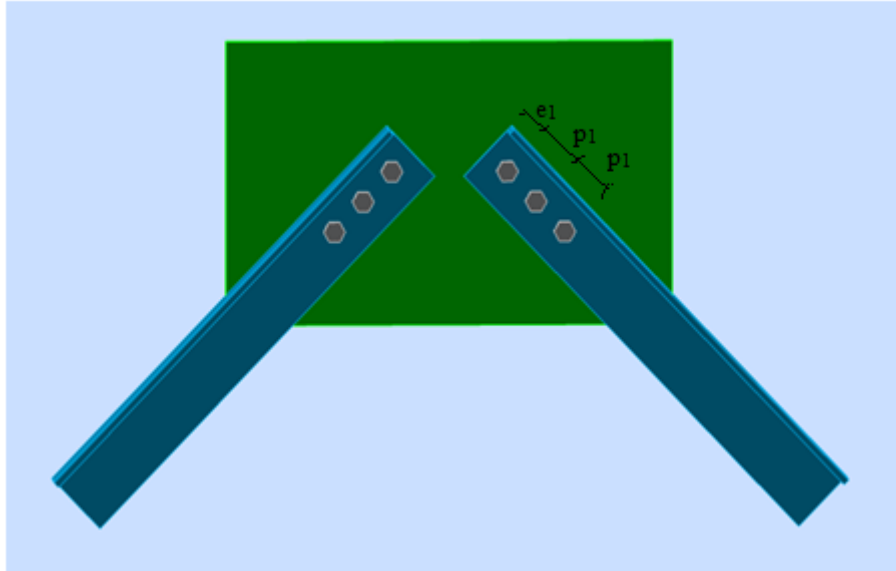


Figure VII.7: Assemblage contreventement en V

L'assemblage des cornières en 2Lx70x70x6 se fait par des boulons une seule rangés de 3 boulons 4.8 Ø16 qui sont fixés sur un gousset soudé sur la semelle du poteau. et aussi elles sont soudés sur gousset à l'âme de la poutre, avec un gousset 330mmx330mmx10mm

Effort sollicitant G+Q+1,2Ey:

$$N_{sd} = 135,17 \text{ KN}$$

A-Cordon de soudure gousset-poutre:

$$a > \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N \sqrt{2}}{F_u \times l}$$

$$a > 0,8 \times 1,25 \times \frac{135,17 \sqrt{2} \times 10^3}{360 \times 330} = 1,60 \text{ mm on prend un cordon de 5mm}$$

B-Disposition constructives

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 = 75 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3d_0 \quad P_2 = 60 \text{ mm}$$

C-Boulon en cisaillement:

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

Avec :

$$F_{v,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times \alpha_v \times m \times n}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{400 \times 157 \times 0,6 \times 1 \times 3 \times 10^{-3}}{1,25} = 90,43 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{135,17}{3} = 45,05 \text{ KN} < 90,43 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D-Vérification à la pression diamétrale:

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_{ub} \cdot d_0 \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] = \min[0,74; 0,86; 1,11; 1] = 0,74$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 400 \times 18 \times 10 \times 10^{-3}}{1,25} = 106,56 \text{ KN} > F_{v,sd} = 45,05 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

E-Resistance en traction:

• **Section brute**

$$N_{PLRD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} > \frac{N_{sd}}{3}$$

$$N_{PLRD} = \frac{813 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} > \frac{135,17}{3}$$

173,68 KN > 45,05KN Condition vérifiée

• **Section nette :**

$$N_{PLRD} = \frac{\beta_w \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec $A_{nette} = A - T \times d_0 = 813 - (10 \times 18) = 633 \text{ mm}^2$

$$N_{PLRD} = \frac{0,59 \times 633 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 107,55 \text{ KN} > 45,05 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.1. Introduction :

En contact permanent avec le sol les fondations représentent la partie la plus essentielle de l'ouvrage, son travail consiste à transmettre les charges de la superstructure au sol.

On trouve trois principaux types de fondation :

- Fondation superficielle.
 - Semelle isolée sous poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - radiers généraux ou nervurés
- Fondation profonde.
- Fondation spéciale.

VIII.2. Choix des fondations :

Un certain nombre de problème se pose lors du choix de type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol. Ce choix se fait suivant ces trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation

VIII.3. Rapport géotechnique :

En cause de non disponibilité du rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est pris égale à $\sigma_{sol} = 2,00$ Bars.

VIII.4. Assemblage pied de poteaux encastrés :

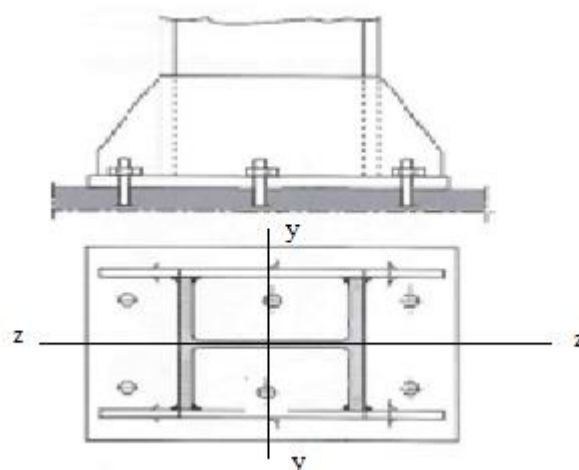


Figure VIII.1. Assemblage pied de poteau

La plaque en acier rectangulaire est soudée à la base du poteau par un cordon appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau

Sollicitation maximale 0.8 G – EX :

$$N_{sd} = 427,14 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 84,98 \text{ KN}$$

VIII.4.1. Dimensionnement de la plaque d'assise :

A-Résistance du matériau de scellement :

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

- β_j : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3
- k_j : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5
- f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal à

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

B-L'effort de compression maximale à prendre en compte :

La plaque d'assise doit être dimensionnée de telle sorte à résister aux éventuels efforts de traction et de compression.

L'effort le plus défavorable à prendre en compte dans le dimensionnement et l'effort de compression $N_{c,sd} = 489,78 \text{ KN}$.

C-Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{j,sd}}{f_j}\right]^2; \frac{N_{j,sd}}{f_j}\right) = \max\left(\frac{1}{210 \times 220} \times \left[\frac{489780}{16.67}\right]^2; \frac{489780}{16.67}\right)$$

$$A_{c0} = 29380,92 \text{ mm}^2$$

D-Choix du type de la plaque d'assise :

$$A_{c0} \geq 0.95 h \times b$$

Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$$A_{c0} < 0.95 h \times b$$

Adopter une plaque d'assise à projection courte.

b : largeur de la plaque d'assise

h : longueur de la plaque d'assise

$$A_{c0} < 0.95 \times 210 \times 220 = 43890 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{plaque d'assise à projection courte.}$$

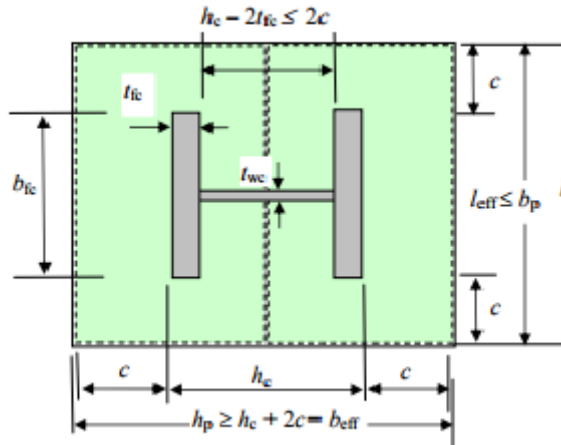


Figure VIII.2. Plaque d'assise à projection courte

E-Détermination de la largeur d'appui supplémentaire :

La valeur de la largeur d'appui supplémentaire c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A , B et C , sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise

$$\text{Plaque d'assise à projection étendue : } \begin{cases} A = 2 \\ B = -b + t_w - h \\ C = \frac{N_{j,sd}}{2 f_j} - (2b t_f + 4t_f^2 + 0.5 h t_w - t_f t_w) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = -220 + 7 - 210 = -423 \\ C = \frac{489780}{2 \times 16,67} - (2 \times 220 \times 11 + 4 \times 11^2 + 0.5 \times 210 \times 7 - 11 \times 7) = 8708,46 \end{cases}$$

$$c = \frac{423 - \sqrt{-423^2 - 4 \times 2 \times (8708,46)}}{2 \times 2} \approx 25 \text{ mm}$$

F-Détermination des dimensions de la plaque d'assise

Les dimensions de la plaque d'assise a projection étendue ce calculent comme suite

$$b_p \geq b + 2t = 220 + 2 \times 11 = 242 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t = 210 + 2 \times 11 = 232 \text{ mm}$$

Ce qui donne

$$A_{c0} = 250 \times 240 = 60000 \text{ mm}^2 > 29380,92 \text{ mm}^2$$

G-Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise :

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes

$$t_p \geq t_{p,\min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 25 \times \sqrt{\frac{3 \times 16.67 \times 1.1}{235}} = 12,09 \text{ mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 20 \text{ mm}$

VIII.4.1.1. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 3 tiges d'encrage $\varnothing 20$ classe 4.6

$t = t_p = 20 \text{ mm}$

$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$

➤ Entraxes (p_1, p_2)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 50 \text{ mm}$.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 195 \text{ mm}$.

➤ Pinces (e_1, e_2)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 185 \text{ mm}$.

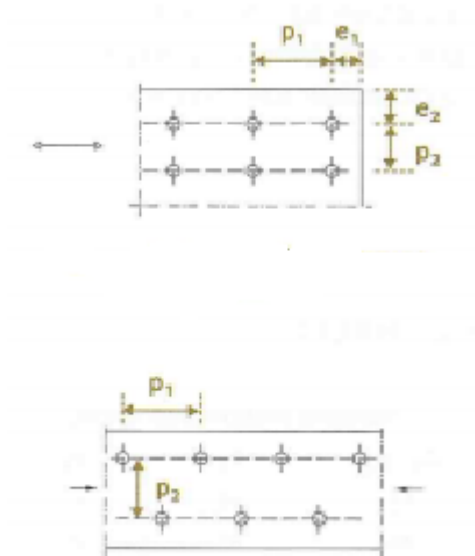


Figure VIII.3 : disposition constructive

A-Calcul de la largeur d'appuis additionnelle

$$c = t \left(\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma_{m0}} \right)^{0.5} = 41,33 \text{ mm}$$

$$c < (h_c - 2t)/2 = (210 - 22)/2 = 94 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en comparaison pour les tronçons des deux semelles

B-Calcul de la section efficace

La plaque d'assise et de projection courte

$$A_{\text{eff}} = 2(b_{fc} + 2\beta c)(c + \beta c + t_f) + (h_c - 2c - 2t_f)(2c + t_w) = 43109,78 \text{ mm}^2$$

C-Calcul à l'effort axial

$$N_{sd} < N_{rd}$$

Avec

$$N_{rd} = A_{\text{eff}} \times F_{jd} = 43109,78 \times 16,67 = 718,64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 489,78 \text{ KN} < 718,64 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

D-Calcul de la plaque d'assise au moment fléchissant

➤ Calcul du moment résistant M_{rd} :

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{m0}} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 14,24 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{(c^2/2) \times N_{sd}}{A_{\text{eff}}} = 9,70 \text{ KN.m} < 14,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{rd}$$

Condition vérifiée

E-Resistance des tiges d'ancrage au cisaillement

$$F_{vrd} = F_{frd} + n_b \times F_{vbrd}$$

Avec

$$F_{frd} = 0,2N_{sd} : \text{Resistance de calcul par frottement}$$

$$F_{vbRd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} : \text{Résistance d'une tige au cisaillement}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb} \quad 235 \text{ N/mm}^2 < f_{yb} < 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b : Nombre de tige

Pour 6 tiges M20 en classe 4.6

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; F_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 250 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{frd} = 0,2(489,78) = 91,95 \text{ KN}$$

$$F_{vbRd} = \frac{(0,44 - 0,0003 \times 250) \times 400 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 29,2 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 91,95 + 6 \times 29,2 = 267,15 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 84,98 < F_{vrd} = 267,15$$

F-Vérification au soulèvement

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n}}{F_{vbrd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n}}{N_{trd}}$$

Avec

$$N_{trd} = 0.9 \frac{f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = 70,6 \text{ KN}$$

$$\frac{84,98}{29,2} + \frac{204,16}{70,6} = 0,93 < 1$$

➤ **Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton**

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi d l_b 0.36 \sqrt{f_{ck}}}{1.5 \alpha} \times \frac{132 - d}{100}$$

Diamètre de la tige $d = 20 \text{ mm}$

l_b : L'encrage dans le béton $l_b = 960 \text{ mm}$

f_{ck} : Résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

α : Facteur tenant compte de la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{3.14 \times 20 \times 960 \times 0.36 \sqrt{25}}{1.5 \times 0.7} \times \frac{132 - 20}{100} = 115,752 \text{ KN}$$

$N_{sd}/6 < F_{t,bond,Rd}$ Condition vérifiée

VII.4.2. Résistance des tiges d'ancrage

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,Rd,anchor}$ égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,Rd}$, et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage $F_{t,bond,Rd}$.

$$F_{t,Rd,anchor} = \min(F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd})$$

où :

➤ $F_{t,bond,Rd}$: Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi d l_b 0.36 \sqrt{f_{ck}}}{1.5 \alpha} \times \frac{132 - d}{100}$$

➤ d : Diamètre de la tige $d = 20 \text{ mm}$

➤ l_b : L'encrage dans le béton $l_b = 960 \text{ mm}$

➤ f_{ck} : résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

➤ α : Facteur tenant compte de la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{3.14 \times 20 \times 960 \times 0.36 \sqrt{25}}{1.5 \times 0.7} \times \frac{132 - 20}{100} = 115,752 \text{ KN}$$

➤ $F_{t,Rd}$: Résistance de la tige à la traction

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{245 \times 400}{1.5} = 58,8 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = F_{t,bond,Rd} = 58,8 \text{ daN}$$

VIII.4.3. Vérification de la soudure

➤ **Cordon de soudure**

Epaisseur de la semelle HEA 220 : $t_f = 11 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 220 : $t_w = 7 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 15 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 7 \text{ mm}$

➤ **soudure de la semelle à la traction**

$$F_{T,Sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 250 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{7 \times 250 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 445,47 \text{ KN}$$

$$N_{t,Sd} = 427,14 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 445,74 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

VIII.5. : Les faux-puits :

C'est un massif en gros béton qui généralement ne comporte pas d'armatures, prenant appui sur le sol résistant à une profondeur comprise entre 1,5m à 5m.

Ce type de fondations est utilisé lorsque la couche de mauvais sol a une épaisseur inférieure à 5m ou dans le cas des sols gonflants.

VIII.5.1: Pré-dimensionnement :

Le fût est de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$.

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \longrightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \text{ Avec } a = 1 \text{ m.} \\ B = \frac{A \times b}{a} \text{ Avec } b = 1 \text{ m.} \end{cases}$$

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELS G + Q

$$N_{sd} = 427,14 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{S} = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{A \times \frac{A \times b}{a}} = \frac{427,14}{\frac{A^2 \times 1}{1}}$$

$$\frac{427,14}{A^2} \leq 200$$

$$A \geq \sqrt{\frac{936,25}{200}} \rightarrow A \geq 1,46 \text{ m.}$$

On choisit $A = 1,5 \text{ m.}$

Donc $B = 1,7 \text{ m.}$

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{427,14}{1,5 \times 1,7} = 189,84 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

VIII.5.2: Calcul du ferrailage :

Puisque le calcul du ferrailage des faux-puits est de section petites donc on adopte un ferrailage constructif en treillis soudé (200x200x4) avec un enrobage de 5cm

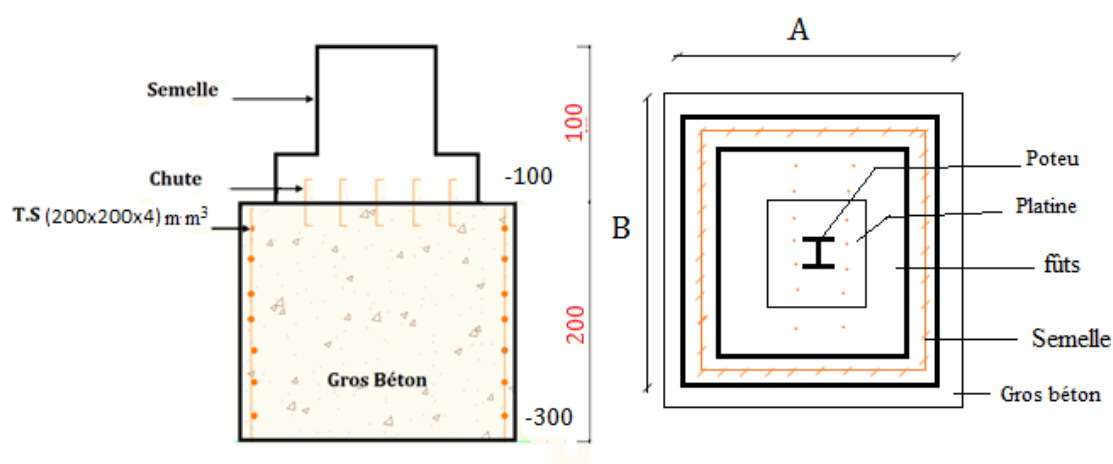


Figure VIII.4 : La disposition armatures des faux puits

VIII.6: Calcul des semelles :

VIII.6.1 :Pré dimensionnement :

$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$ La contrainte admissible du sol

La Détermination de A et B sont-elles que $\sigma_{3/4} = \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

Donc on prendra A et B dans le même rapport qu'a et b soit

$$\frac{a}{b} = \frac{350}{350} = 1 \rightarrow a = b$$

et $A=B$

D' où $S=A \times B=A^2$

Et $\overline{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} + \frac{M.y}{I}$ où $y=\frac{3}{4}$

Et $I=A \times \frac{A^3}{12} = \frac{A^4}{12}$

$$0,2 \geq \frac{0,22}{A^2} + \frac{0,40 \times 3/4}{\frac{A^4}{12}}$$

$$0,2A^4 \geq 0,22A^2 + 3,6$$

$$0,2A^4 - 0,22A^2 - 3,6 \geq 0$$

On met $X=A^2$

$$\text{Alors} \quad 0,2X^2 - 0,22X - 3,6 \geq 0$$

$$X=3,81 \rightarrow A = \sqrt{3,81} = 1,95 \text{ m}$$

Donc on prend $A=B= 2 \text{ m}$

VIII.6.1.1 Hauteur de la semelle

Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et ne pas vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant, on prend

$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{200 - 35}{4} = 41,25 \text{ cm}$$

On prend $h=45 \text{ cm}$ Et $h_t=50 \text{ cm}$

VIII.6.2. Calcul des armatures

La première étape de calcul consiste à déterminer le diagramme des contraintes sur le sol

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} \pm \frac{M_y}{I} \text{ ou } y = \frac{A}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$\text{et } I = A \times \frac{A^3}{12} = \frac{200^4}{12} = 1333.10^5 \text{ cm}^4$$

$$S = A \times B = 200 \times 200 = 40000 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{0,22}{4} \pm \frac{0,40 \times 1}{1,33} = 0,055 \pm 0,3 \begin{cases} \sigma_1 = 0,35 \\ \sigma_2 = 0 \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_{SD}}{N_u} = \frac{10,36}{427,14} = 0,024 \text{ m}$$

- Le cas $e_0 > \frac{B}{6} = \frac{2}{6} = 0,33$ et $\sigma_1 = 0,3 > 0$ et $\sigma_2 = 0$

Tout d'abord on calcule le moment à l'état limite ultime et l'état limite de service

$$M_u = (4 \cdot B + 0,35 \cdot b - 9 \cdot e_0) \times \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N_u}{27}$$

$$M_u = (4 \times 2 + 0,35 \times 0,35 - 9 \times 0,024) \times \left(\frac{\frac{2}{2} - 0,35 \times 0,35}{\frac{2}{2} - 0,024} \right)^2 \times \frac{105,2}{27}$$

$$= 24,9 \text{ KN.m}$$

$$M_s = (4 \cdot B + 0,35 \cdot b - 9 \cdot e_0) \times \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N_s}{27}$$

$$M_s = (4 \times 2 + 0,35 \times 0,35 - 9 \times 1,18) \times \left(\frac{\frac{2}{2} - 0,35 \times 0,35}{\frac{2}{2} - 1,18} \right)^2 \times \frac{427,14}{27}$$

$$= 101,1 \text{ KN.m}$$

- Pour le ferrailage, il est calculé en flexion simple

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24,9 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 14,16} = 30,6 \times 10^{-3}$$

$$\mu_u = 0,0306 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Donc section a simple armature}$$

➤ **Section à simple armature**

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0000026)}) = 3,25 \times 10^{-6}$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times 0,45 \times (1 - 0,4 \times 3,25 \times 10^{-6}) = 0,40 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{24,9}{0,4 \times 347,82} = 0,15 \text{ m}^2 = \mathbf{4T12}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (on prend min } \mathbf{4T12})$$

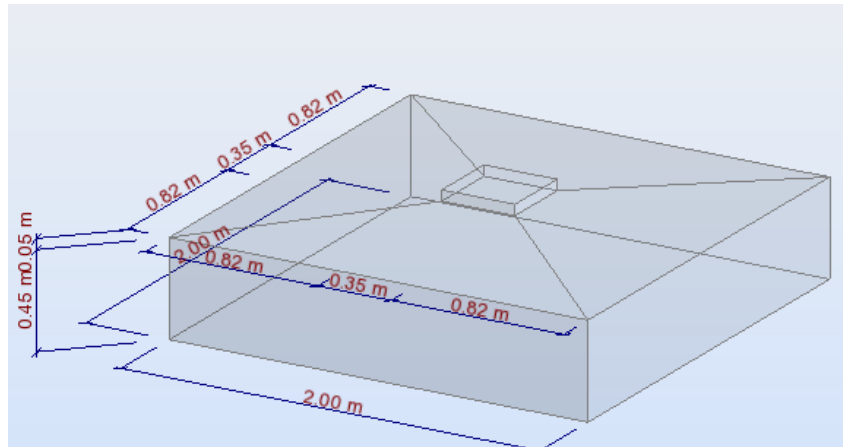


Figure VIII.5 Dimensions de la semelle

VIII.7 : Les fûts :

VIII.7.1 : Calcul du ferrailage :

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% [(100 \times 100) - (75 \times 75)] = 26,25 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_{st} = 20T12 = 37,70 \text{ cm}^2$.

Avec des cadres $\emptyset 10$.

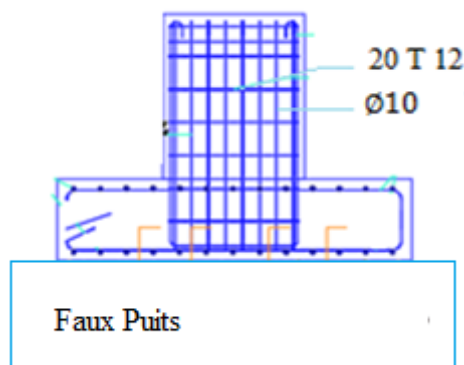


Figure VIII.6 : Disposition des cadres

VIII.7.2 : Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

VIII.7.2.1 : Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

On prend $S = 30 \times 30 \text{ cm}$.

VIII.7.2.2 : Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN.}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3, zone IIa ($\alpha = 12$).

Donc : $N = 590,02 \text{ KN}$; $F = \frac{N}{\alpha} = 49,16 \geq 20 \text{ KN}$ condition vérifiée

➤ **L'ELU :**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{590,02}{12} = 49,16 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,04916}{347,83} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'ELS :**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{427,14}{12} = 35,59 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,03559}{201,6} = 1,76 \text{ cm}^2.$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\%(30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$.

On prend $A_{st} 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$.

VIII.7.2.3 : Vérification de condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 19,40 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

VIII.7.2.4 : Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}; 12; \frac{300}{10} \right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (Cadre + étrier).

$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12)$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

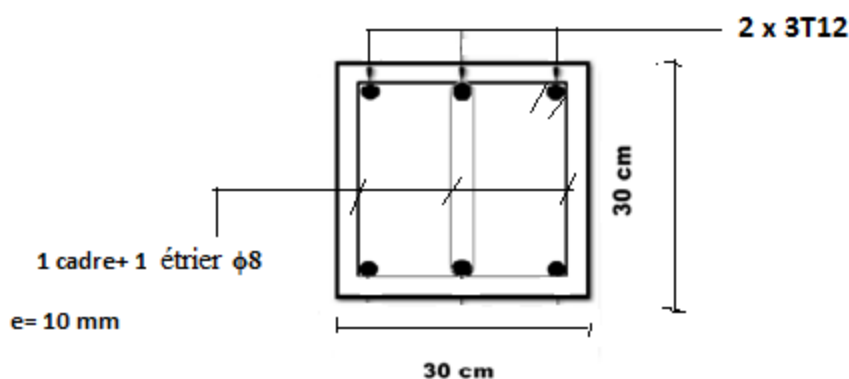


Figure VIII.8 : Disposition des cadres

CONCLUSION

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné l'occasion pour mètre en pratique toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation de master, appliquer les règlements et utiliser intelligemment les logiciels de calcule disponible.

Cette expérience nous a permis aussi de mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développer les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tels que les charges permanentes et surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la conception exacte des différents détails de la construction.

Références bibliographiques

- [1] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2.2 ; CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie) (1988)
- [2] : Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV version 2013, ENERIB, (Algérie)
- [3] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie)
- [4] : LES CHARPENTES METALIQUES, par E. GUSTIN et DIEHL, chez Eyrolles, 1985 11^{ème} édition, Suisse, Stämpfli AG, Bern
- [5] Manfred A.H, Michel. C (1995) « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).
- [6] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ».Le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie)
- [7] : Calcul des éléments de construction métalliques selon l'EUROCODE 3 "2^{ème} édition" (Lahlou DAHMANI 2014)
- [8] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » C.G.S.

Mémoire :

- TRIGUI H.Y. 2013, Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3), Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
- MIDOUN M. H, MOSTEFAOUI W. 2013, Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol à ORAN. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
- BENYELLES .Med. H, BENYELLES .CH.M, Etude et dimensionnement d'une piscine olympique a sig .). Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).(2015)
- I.E.FAKIR & I.GOURMALA .2016 Etude d'un bâtiment métallique (R+4), Université ABOU BEKR BELKAID , (Algérie)(2016)

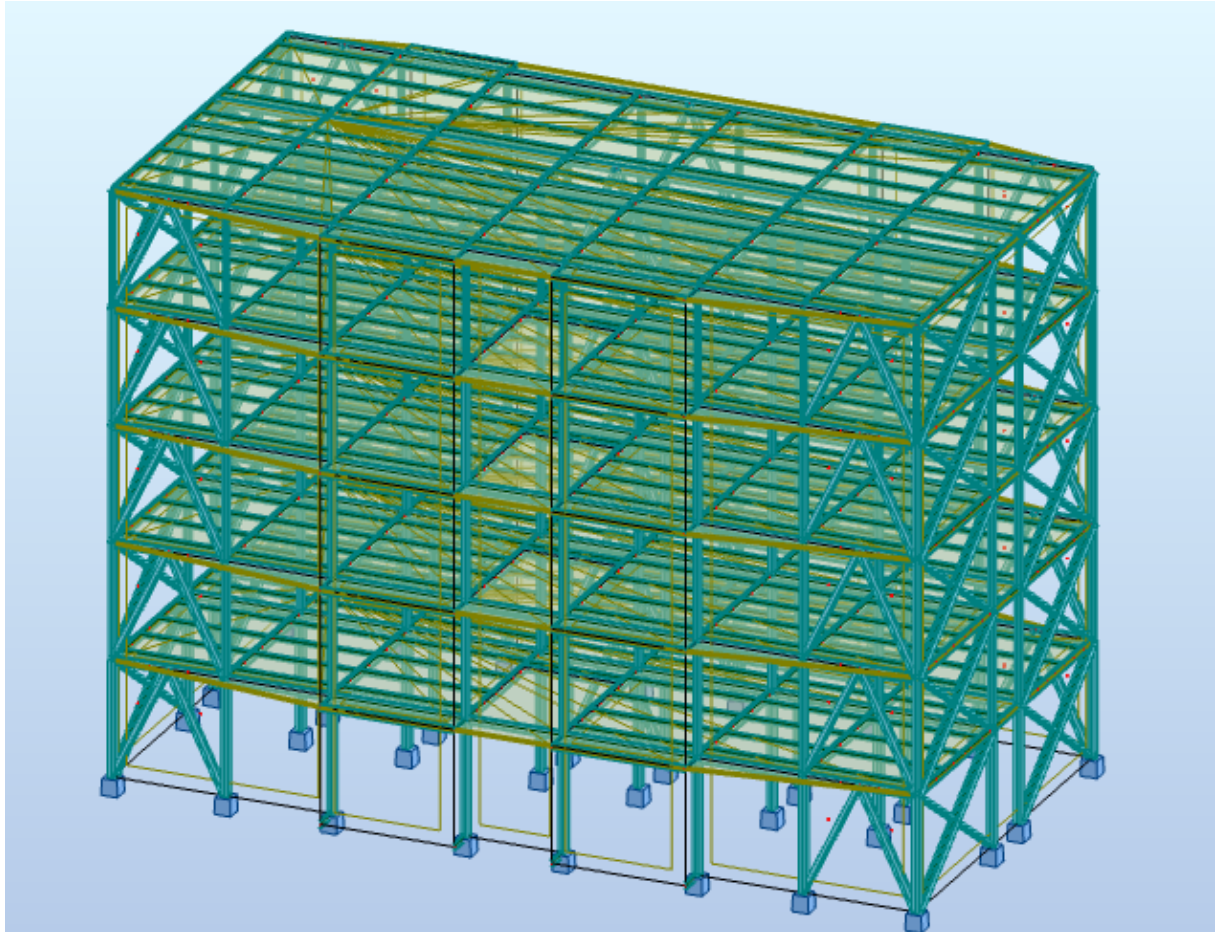
ANNEXE A

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

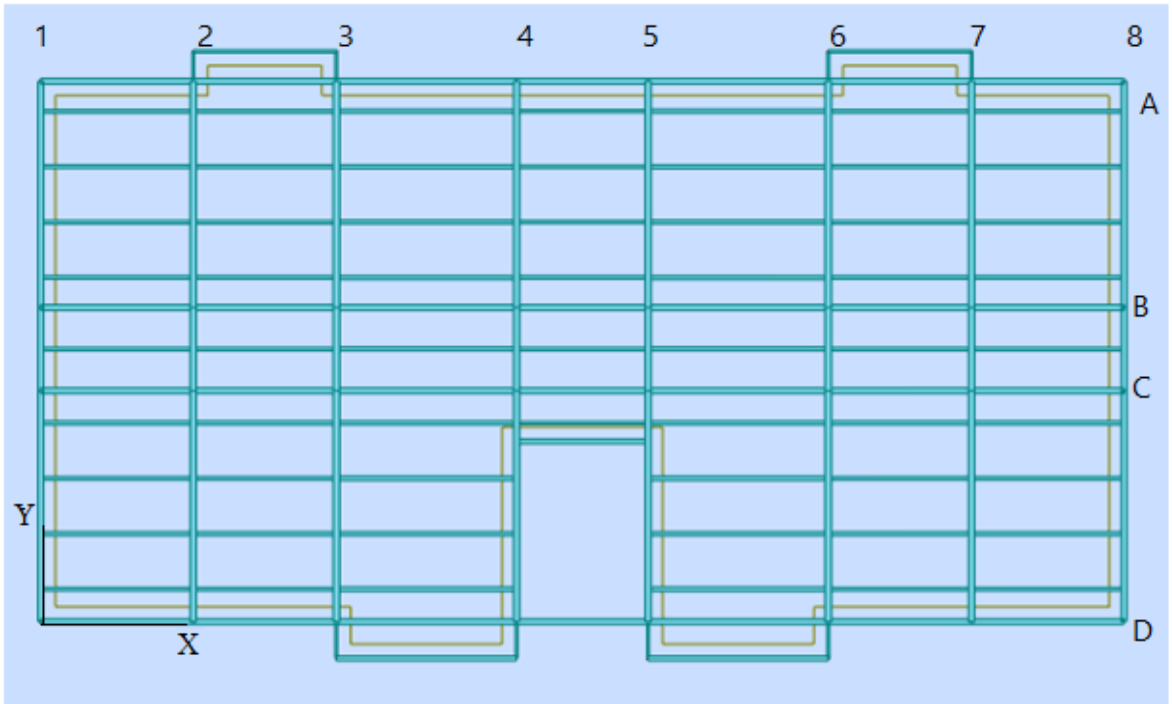
Auteur : Baroudi Ahmed Nadir & BERREZOUG Riyad

Projet : Modélisation d'un bâtiment R+4

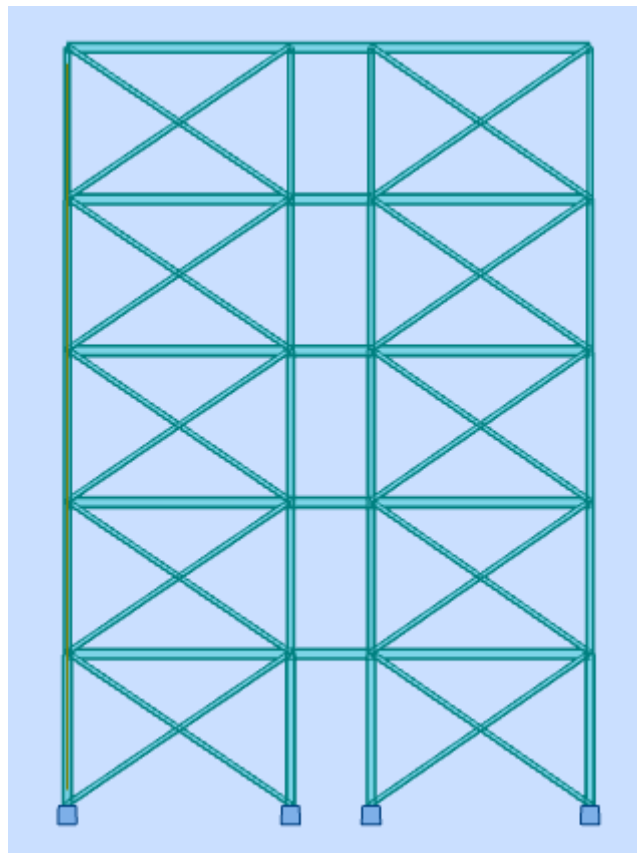
Vue en 3D



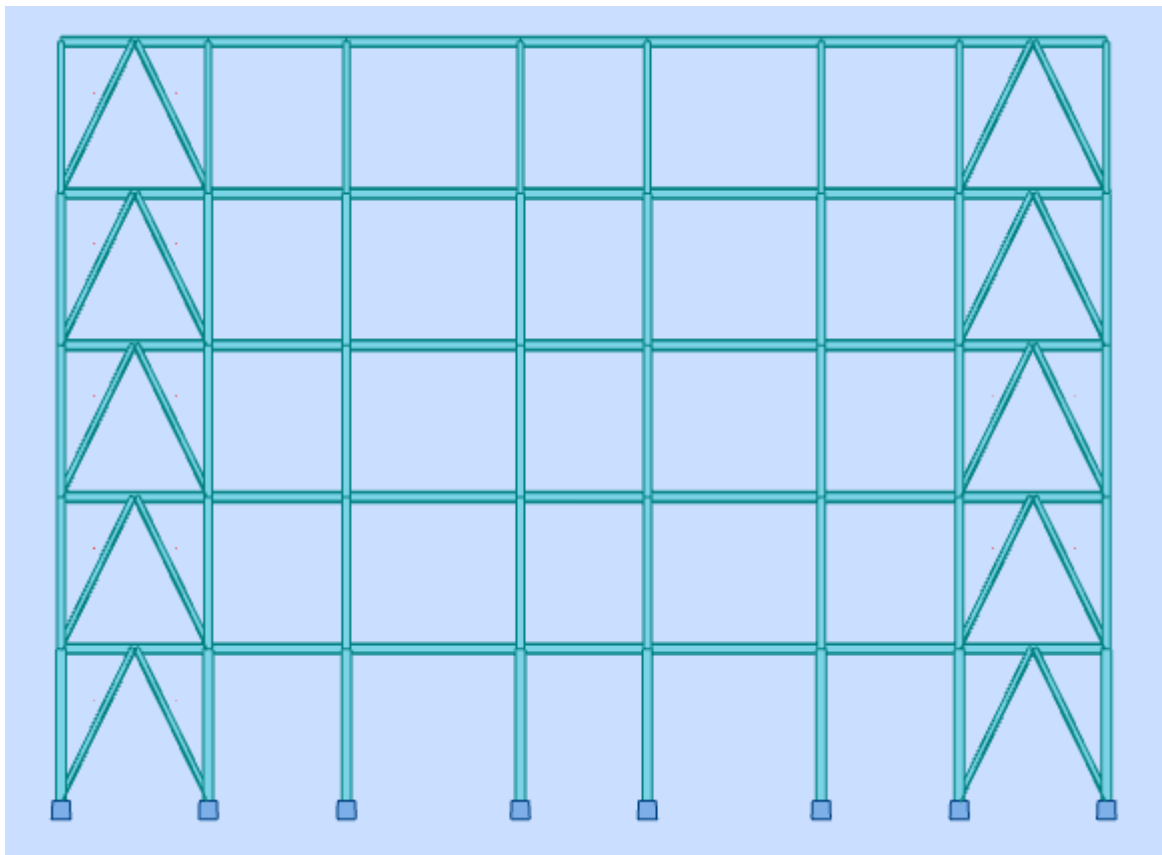
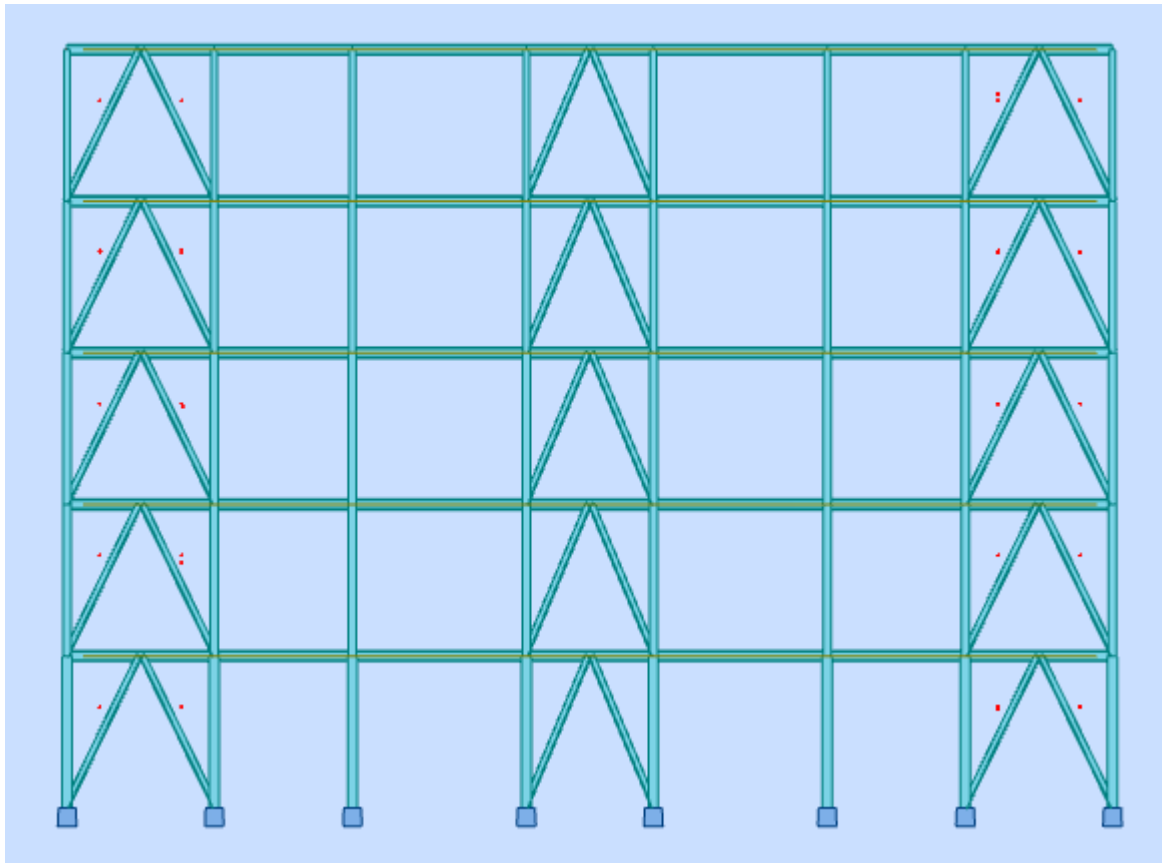
Vue X-Y pour Z = 3,4 m



Portique de contreventement transversal Axe 1 et 8



Portiques de Contreventements longitudinal fils A et B



Annexe B

Chapitre VII : Etude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

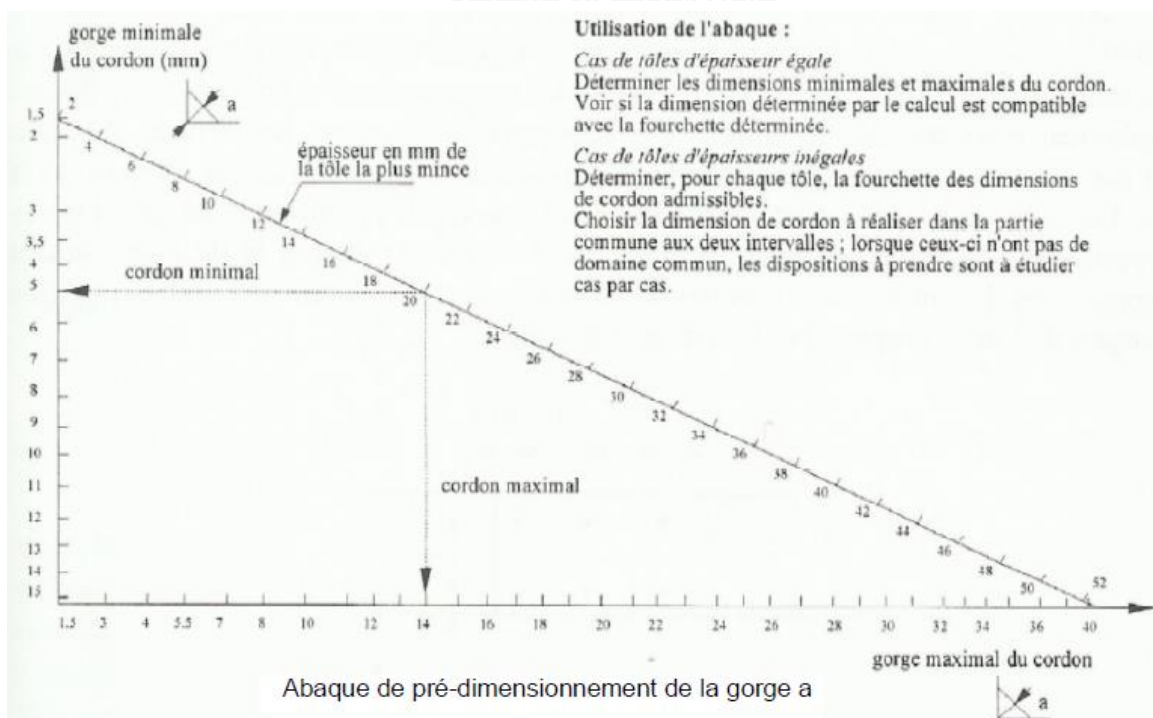
Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

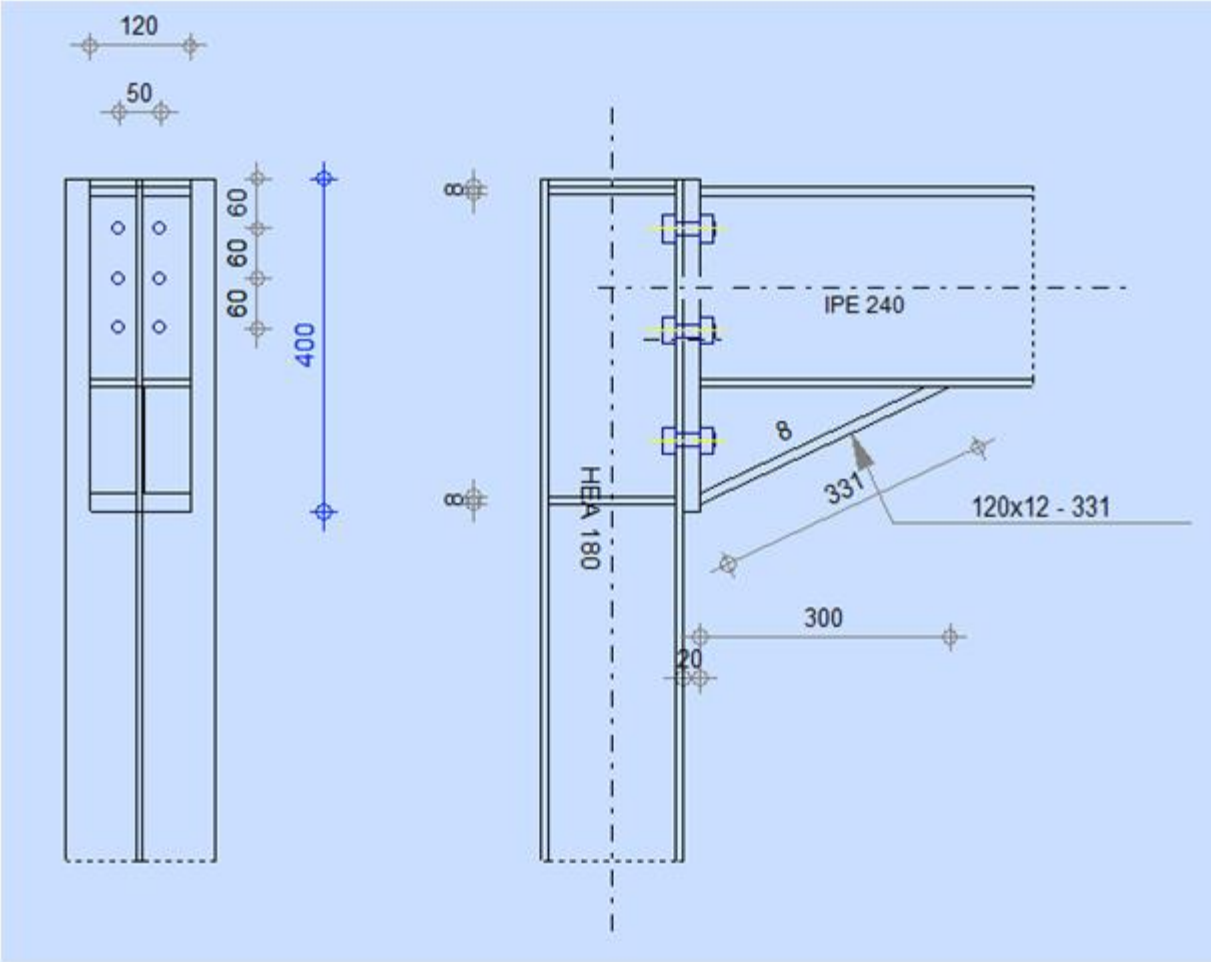
Tableau : entraxe des boulons et pinces

Diamètre nominal d _b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A _s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons

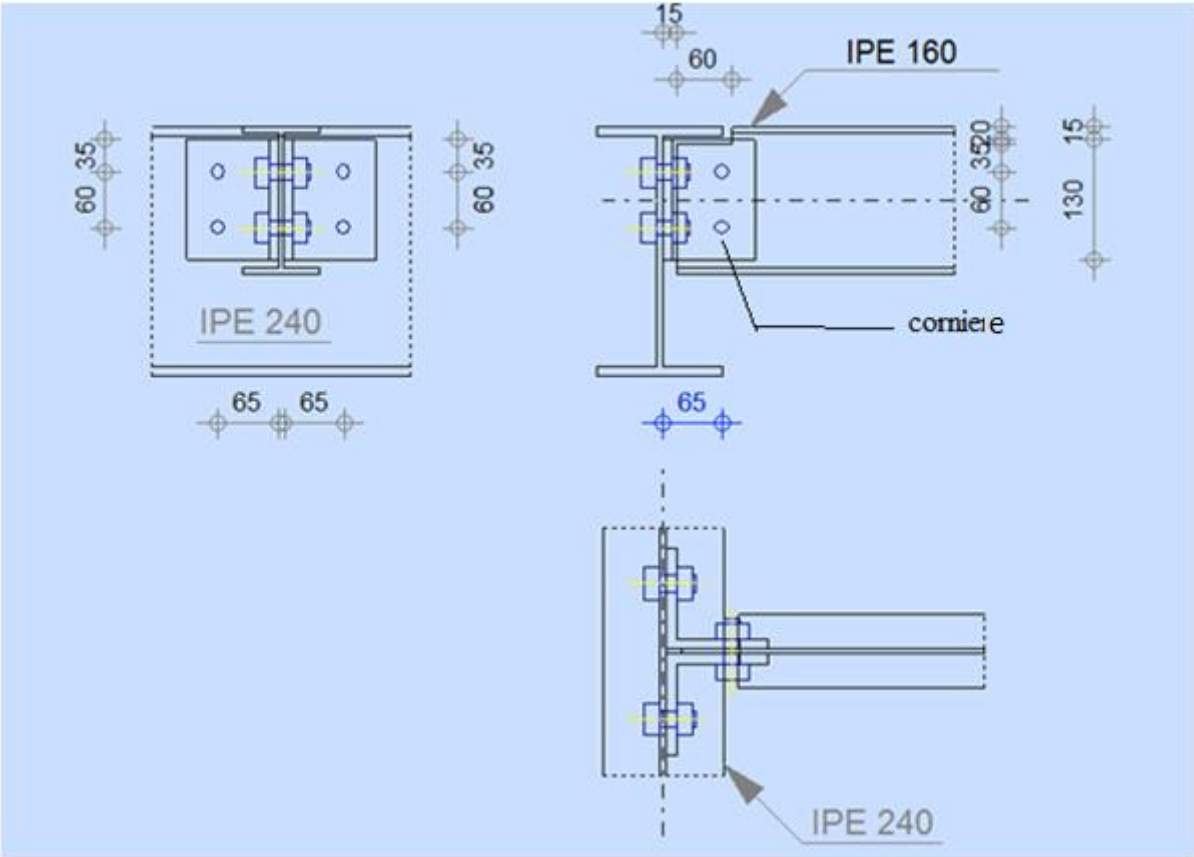


Assemblage poteau – poutre (encastrement)

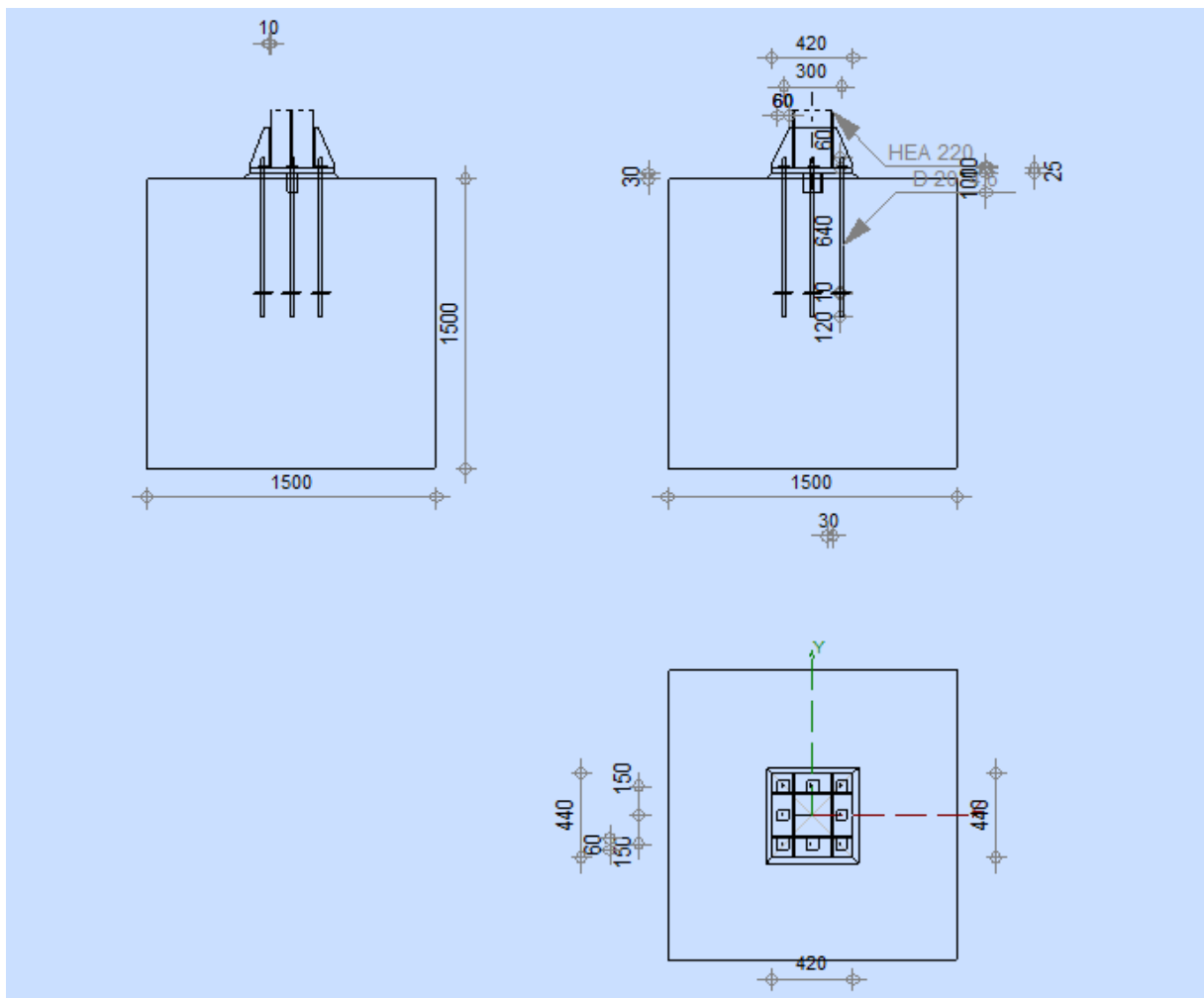


Extrait du robot

Assemblage Poutre-Solive (articulation)

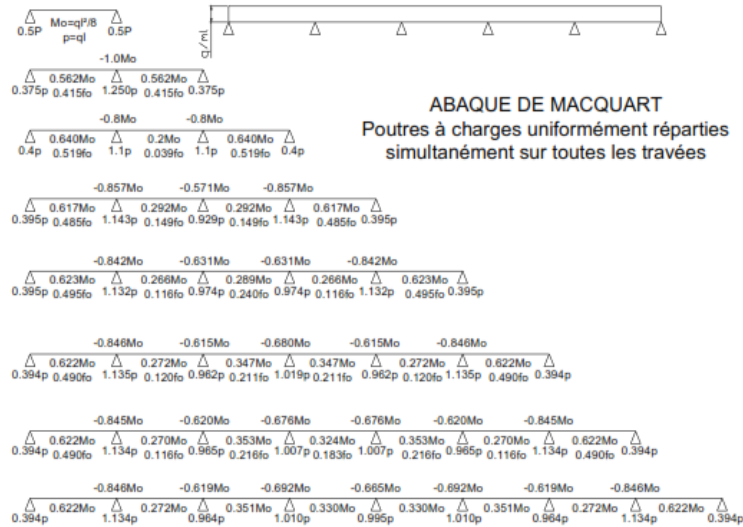


Ancrage des pied de poteaux (encastrement)



ANNEXE C

ABAQUE DE MACQUART



ABAQUE DE MACQUART
Poutres à charges uniformément réparties
simultanément sur toutes les travées

dans cette abaque on calcule le moment maximum M_o , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

nota.: le chargement est considéré comme une CUR uniformément répartie sur toute la longueur.

ANNEXE D

Calcul de la masse du bâtiment

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ (selon RPA 99 version 2003)}$$

W : Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5).

$\beta = 0.2$ (Bâtiment d'habitation)

Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

S : est la surface de l'étage

$$S = 126 \text{ m}^2$$

Le poids de chaque étage est donné par le tableau suivant :

Tableau : Masse totale de la structure.

NIVEAU	$W_{Gi}(\text{Kn})$	$W_{Qi}(\text{Kn})$	$0.2 \times W_{Qi}(\text{Kn})$	$W_i(\text{Kn})$
1 ^{er} étage	594,72	189	37,8	635,25
2 ^{ème} étage	594,72	189	37,8	635,25
3 ^{ème} étage	594,72	189	37,8	635,25
4 ^{ème} étage	594,72	189	37,8	635,25
Terrasse	713,16	126	25,2	738,36
			Total	3268,44

