

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

(R.D.C + 4) A REMCHI (BLOC A EN L)

Présenté en 10 Septembre 2016 par :

Zakarya Chouia

Devant le Jury composé de :

Pr. BOUMECHRA. N	Président
Dr. BOURABAH. M. A	Examinatrice
Dr. BEDJAOUI. C	Examineur
Dr. RAS A	Encadreur

année universitaire : 2015-2016

DEDICACE

Je commence par remercier premièrement Mon DIEU qui m'as donné cette vie, cette opportunité, et le pouvoir, la chance de vivre ma vie personnelle et vivre ma future vie professionnelle.

Je remercie Milliards de fois mes parents,

A ma très cher mère : Pour moi ma mère, tu me présente l'univers de l'amour, Affable, Honorable bonté, t'est simplement le symbole de mon existence, la source de tendresse et de dévouement.

Ta prière et ta bénédiction c'est suffisant pour moi pour savoir par cœur que je vais réussir ou je mis mes pas nulle part, grâce à toi, tout dédicaces existent ne doit même pas être micro éloquente d'exprimer ce que tu mérite.

Sans toi je n'arrive pas imaginer ma vie. J'apprécie tes sacrifices que t'as toujours prêt à me donner et toujours seras me donner, j'arriverai jamais exprimer réellement une partie de tout ce que tu m'avais faire pour diriger ma vie avec tous les bonheurs

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

Sans la participation de mon précieux père mes espérances de ma vie, lancer un travail, mes compétences seront nulles, mon père pour moi ce n'est pas seulement un père, c'est mon Partner, mon meilleur amis, le Person qui toujours me pousser vers l'avant avec de nouveaux idées, j'apprécie tous les efforts que t'as fait depuis mon enfance, tes conseils

Je dédie ce travail qui est le fruit de tes sacrifices que t'as consentis tout le long durées de ma vie.

Bref, à mes très cher sœurs Wafaa, Lamia, Farah, et n'oublions pas mon frère Redouane, mes sœurs, mon frère qui sont le appuies de mon réussir non seulement de la cote éducatif mais en plus de la cote sociologique, culture et de partager entre nous la connaissance et le coup de mains des conseils et de propositions d'idées, je me rappelle toujours les moments les plus délicats durons tout ma vie et seulement ma petite famille qu'elle ma aider, Merci beaucoup ma famille et très beau oups

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, et de réussir.

Et finalement je dédie tout ce travail à toutes les familles CHOUIA, HACHEMI, mes oncles, mes tantes, paternel et maternel, mes cousins, sur tout le territoire l'Algérien et bien sûr mondialement.

N'a pas de goûts d'expressions si j'oublie les amis les plus proches de la famille et en personne.

Ainsi que tous mes enseignants de mon primaire grade jusqu'au l'université, mes collègues, et tous les gens proche que je connais qui témoins leur soutiens faisons encore leurs générosités, que je les respecter de profond de mon esprit.

Zakarya Chouia.

REMERCIEMENT

J'adresse mon plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers DIEU, le clément et le miséricordieux, lequel je m'accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail. Mes parents pour tous les bienfaits qu'ils M'ont accordés, leur écoute, leur disponibilité, leurs supports et aussi leur grand Amour.

*J'exprime toutes mes profondes reconnaissances à mon illustre encadreur Docteur. **RAS. A** pour le temps qu'ils m'accordé de lui confiance et de lui aide scientifique, ainsi leurs précieux conseils.*

Je remercie également tous mes enseignants durant tout mon cursus et spécialement les enseignants de la filière construction métallique.

Je remercie, j'adresse aussi aux membres du jury qui m'ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

*Je remercie vivement Professeur. **BOUMECHRA. N** qui a bien voulu m'accepter de présider ce jury ainsi que Docteur. **BOURABAH. M. A** et Docteur. **BEDJAOUI. C** d'avoir pris la peine de lire et évaluer mon modeste travail. Conseils prodigues.*

Merci aussi à tous les membres de ma famille pour leur soutien.

Je remercie aussi tous mes amis et collègues pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

Enfin, j'exprime toute mes gratitudes à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique d'usage d'habitation en (R+4), située à Remchi (Tlemcen).

Ce projet est réalisé en plusieurs étapes. On a commencé par effectuer les descentes des charges selon la norme RNV-2013, le pré-dimensionnement des éléments porteurs, l'étude sismique selon le règlement RPA99 (version2003) a été élaboré à l'aide des logiciels, la vérification des éléments, l'étudié le plancher mixte (collaborant) qui se compose d'une tôle nervurée plus des connecteurs et d'une dalle de compression en béton armé, ce dernier sur lui-même a été étudié.

Enfin on a terminé par le calcul des différents assemblages nécessaires et les fondations.

Mots clés : Charpente métallique, RPA 99(version2003), Assemblage.

This project is to study a building steelwork for residential use in the (R + 4), located Remchi (Tlemcen).

This project is realized in several stages. loads downhill We started performing according to Standard NVR-2013, the preliminary design of structural elements, seismic study by RPA99 Regulation (version2003) was developed using the software, verification elements, the studied composite floor (collaborating) which consists of a ribbed sheet more connectors and a compression slab of reinforced concrete, the latter on itself was studied.

Finally was completed by calculating the various necessary assemblies and foundations.

Keywords: Metal framework, RPA 99 (version2003) assembly.

ملخص

هذا المشروع يهدف لدراسة مبنى بهيكل حديدي هذا الأخير مخصص للسكن، يتواجد في بلدية الرمشي ولاية تلمسان، يتكون من طابق سفلي و أربعة طوابق.

تم تطوير هذا المشروع بإتباع عدة خطوات، أجريت تقييما للحمولة لغرض التصميم الأولي للهيكل، ودراسة زلزالية باستخدام قانون المنشآت الزلزالية (RPA99 (Version2003), يليه التحقق من العناصركلها. بعد ذلك قمت بدراسة البلاطات. و أخيرا درست كيفية التجميع و الربط بين مختلف العناصر الضرورية مع دراسة للأساسات.

تجميع(RPA99 (Version2003),الكلمات المفتاحية : هيكل معدني، قانون المنشآت الزلزالية

Résumé, Abstract, ملخص	
Liste des notations	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
INTRODUCTION GENERALE	01
I. PRESENTATION DU PROJET	02
I.1. Présentation du projet	02
I.2. Localisation	02
I.3. Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment	03
I.4. Règlements utilisés	04
I.5. Logiciels utilisés	04
I.6. Matériaux utilisés	05
I.7. Les assemblages	06
I.8. Conception structurale	06
II. DESCENTE DES CHARGES	08
II.1. Introduction	08
II.2. Charge permanente	08
II.3. Surcharges d'exploitations	10
II.4. La neige	10
II.5. Le vent	11
III. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	29
III.1. Introduction	29
III.2. Classification des sections transversales selon le CCM97	29
III.3. Principes du règlement CCM97	29
III.4. Coefficient partiels de sécurité	29
III.5. Valeurs limites des flèches	30
III.6. Sollicitation de calcul	30
III.7. Pré dimensionnement	30
IV. ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE	42
IV.1. Introduction	42
IV.2. Principe de la méthode	42
IV.3. Critères de classification par le RPA99 version2003	42
IV.4. Analyse dynamique de la structure	43
IV.5. Vérification de la structure	43
IV.6. Spectre de calcul	44
IV.7. Caractéristiques dynamiques de la structure	45
IV.8. Vérification de la structure	47
V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX ET SECONDAIRES	51
V.1. Introduction	51

TABLE DES MATIERES

V.2. Dimensionnement des solives	51
V.3. Dimensionnement des poutres.....	53
V.4. Dimensionnement des contreventements	55
V.5. Dimensionnement des poteaux.....	57
V.6. Dimensionnement des escaliers.....	59
VI. ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT	65
VI.1. Introduction	65
VI.2. Calcul de plancher terrasse	66
VI.3. Calcul de plancher d'étage courant.....	71
VII. ETUDE DES ASSEMBLAGES	74
VII.1. Introduction	74
VII.2. Fonctionnement des assemblages.....	74
VII.3. Rôle des assemblages	75
VII.4. Calcul des assemblages	75
VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	92
VIII.1. Introduction.....	92
VIII.2. Documents utilisés	92
VIII.3. Le rapport géotechnique.....	92
VIII.4. Les faux-puits.....	92
VIII.5. Calcul des semelles	94
VIII.6. Les fûts.....	97
VIII.7. Calcul des longrines	97
CONCLUSION GENERALE	
Références bibliographiques	
Annexes.	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue aérienne du projet par Google-Earth.	02
Figure I.2 : présentation sismique du site du projet.	02
Figure I.3 : Vue en 3D du bâtiment avec quelques cotations.	03
Figure I.4 : Plan de façade principal.	03
Figure I.5 : Plan rez-de-chaussée.	04
Figure I.6 : Construction d'un plancher collaborant.	06
Figure I.7 : Coupe sur un mur en double parois.	07
Figure I.8 : Les dimensions de brique utilisée.	07
Figure II.1 : Action due à la neige.	10
Figure II.2 : Force exercée sur une cheminée.	11
Figure II.3 : Action du vent suivant la direction V1, V2, V3 et V4.	11
Figure II.4 : Vue en plan présenter la direction V1, V2, V3 et V4.	12
Figure II.5 : Vue en plan présenter la direction 0°, 90°, 180° 270.	12
Figure II.6 : Répartition de la pression dynamique.	14
Figure II.7 : Légende pour les parois verticales.	19
Figure II.8 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.	20
Figure II.9 : Légende pour les toitures a deux versants.	20
Figure II.10 : Valeur de C_{pe} pour la toiture.	20
Figure II.11 : Légende pour les toitures a quatre versants.	21
Figure II.12 : Valeur de C_{pe} pour la toiture a quatre versants.	21
Figure II.13 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V1 / V3).	23
Figure II.14 : Légende pour les parois verticales.	24
Figure II.15 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.	24
Figure II.16 : Légende pour les toitures a deux versants.	24
Figure II.17 : Valeur de C_{pe} pour la toiture	25
Figure II.18 : Légende pour les toitures a quatre versants.	25
Figure II.19 : Valeur de C_{pe} pour la toiture a quatre versants	25
Figure II.20 : Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I, J (V2 / V4).	27
Figure III.1 : Présentation schématique des solives.	30
Figure III.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.	40
Figure IV.1 : Spectre élastique d'accélération.	44
Figure IV.2 : Spectre de conception selon X.	45
Figure IV.3 : Spectre de conception selon Y	45
Figure IV.4 : Zone de spectre de conception selon X.	46
Figure IV.5 : Zone de spectre de conception selon Y	46
Figure IV.6 : Mode 1 projection Y (échelle 20)	46
Figure IV.7 : Mode 2 projection X (échelle 20)	47
Figure V.1 : Contreventement en X selon les directions (X, Y).	56
Figure V.2 : Disposition et dimensions des éléments de l'escalier.	60
Figure V.3 : Escaliers en charpente métallique.	60

LISTE DES FIGURES

Figure V.4 : Les compositions de la marche.....	60
Figure V.5 : Descente des charges sur l'escalier.	62
Figure VI.1: Plancher de la toiture.....	66
Figure VI.2: Les dimensions de la tôle Hi-bond 55.....	66
Figure VI.3: Eléments constructifs du plancher mixte.	68
Figure VI.4: Largeur efficace de la dalle.....	68
Figure VI.5 : Les dimensions d'un connecteur.....	70
Figure VI.6: Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.....	70
Figure VI.7: Disposition des connecteurs.....	71
Figure VI.8: Plancher d'étage.....	71
Figure VII.1 : Principaux assemblages.....	76
Figure VII.2 : Assemblage poteau-traverse.....	76
Figure VII.3 : Assemblage traverse –traverse.....	78
Figure VII.4 : Assemblage Poteau-Poutre.....	79
Figure VII.5 : Assemblage poutre-solive.....	81
Figure VII.6 : Assemblage Poteau-Poteau.....	82
Figure VII.7 : Pieds de poteau.....	84
Figure VII.8 : Pieds d'escalier.....	88
Figure VII.9 : Assemblage de contreventement dans la semelle du poteau.....	89
Figure VII.10 : Assemblage de contreventement dans l'âme du poteau.....	89
Figure VII.11 : Liaison entre deux diagonales continues.....	91
Figure VIII.1 : Vue en élévation des fondations.....	92
Figure VIII.2 : La disposition des armatures de faux-puits.....	94
Figure VIII.3 : Vue en élévation du ferrailage.....	96
Figure VIII.4 : Vue en plan des armatures principale.....	96
Figure VIII.5 : Vue en plan des armatures de peau.....	97
Figure VIII.6 : Vue en plan des ferrillages de fût.....	97
Figure VIII.7 : Ferrailage de la longrine.....	98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Charge permanente d'un plancher courant.	08
Tableau II.2 : Charge permanente pour la toiture.	08
Tableau II.3 : Charge permanente d'un volé.	09
Tableau II.4 : Charge permanente d'un palier.	09
Tableau II.5 : Charge permanente des murs extérieurs.	09
Tableau II.6 : Charge permanente pour les murs intérieurs.	09
Tableau II.7 : Charge d'exploitation.	10
Tableau II.8 : Valeurs de la pression dynamique de référence.	12
Tableau II.9 : Définition des catégories de terrain.	13
Tableau II.10 : Coefficient de rugosité.	13
Tableau II.11 : Coefficient d'exposition au vent.	14
Tableau II.12 : La pression dynamique de pointe.	14
Tableau II.12 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.	20
Tableau II.13 : Valeur de C_{pe} pour les toitures a deux versants par interpolation.	20
Tableau II.14 : Valeurs de C_{pe} de la toiture a quatre versants pour $\theta = 90^\circ/270^\circ$ et $\alpha = 30^\circ$	21
Tableau II.15 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur RDC (V1/V3).	21
Tableau II.16 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur 1 ^{er} étage (V1/V3).	22
Tableau II.17 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur 2 ^{ème} étage (V1/V3).	22
Tableau II.18 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur 3 ^{ème} étage (V1/V3).	22
Tableau II.19 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur 4 ^{ème} étage (V1/V3).	22
Tableau II.14 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m ²] sur toiture 4 versants (V1 / V3).	23
Tableau II.21 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur la toiture (V1/V3).	23
Tableau II.22 : Valeur C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	24
Tableau II.23 : C_{pe} pour les toitures a deux versants par interpolation.	25
Tableau II.24 : Valeurs de C_{pe} de la toiture a quatre versants pour et $\theta = 0^\circ/180^\circ$ et $\alpha = 30^\circ$	25
Tableau II.25 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur RDC (V2/V4).	26
Tableau II.26 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur 1 ^{er} étage (V2/V4).	26
Tableau II.27 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur 2 ^{ème} étage (V2/V4).	26
Tableau II.28 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur 3 ^{ème} étage (V2/V4).	26
Tableau II.29 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur 4 ^{ème} étage (V2/V4).	26
Tableau II.30 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m ²] sur toiture 4 versants (V2 / V4).	27
Tableau II.31 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur la toiture (V2/V4).	27
Tableau III.1 : Valeurs limites des flèches.	30
Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE140.	32
Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE270.	34
Tableau III.4 : Identification des solives.	34
Tableau III.5 : Vérification de flèche.	34
Tableau III.6 : Vérification des sollicitations.	34
Tableau III.7 : Caractéristiques des profilés des solives.	34
Tableau III.8 : Caractéristiques du profilé IPE240.	37

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.9 : Caractéristiques du profilé IPE270.	38
Tableau III.10 : Identification des poutres.	38
Tableau III.11 : Vérification de flèche.	39
Tableau III.12: Vérification des sollicitations.	39
Tableau III.13: Caractéristiques des profilés.	39
Tableau III.14 : Les charges reprises par le poteau le plus sollicité.	40
Tableau III.15 : Caractéristiques du profilé HEA240.	41
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.	43
Tableau IV.2 : Caractéristiques dynamiques de la structure.	45
Tableau IV.3 : Poids totale de la structure.	48
Tableau IV.4: Comparaison de V_{dyn} t avec 80% V	49
Tableau IV.5: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X = sens Y.....	49
Tableau IV.6 : Vérification dans le sens X = sens Y, de l'effet P- δ	50
Tableau V.1 : Identification des solives	53
Tableau V.2 : Les sollicitations appliquées.	53
Tableau V.3 : Identification des poutres.	55
Tableau V.4 : Les sollicitations appliquées.	55
Tableau V.5 : Caractéristiques du profilé L 60 x 60 x 4.....	56
Tableau V.6 : Caractéristiques du profilé HEA 240.	58
Tableau V.7 : Caractéristiques du profilé L40 x 40 x 60.....	61
Tableau V.8 : Caractéristiques du profilé UPN 140.	62
Tableau V.9 : Caractéristiques du profilé IPE160.	64
Tableau VI.1: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.	66
Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons ordinaires et HR.	74

Les charges :

- G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
 S_n : Surcharge climatique de la neige.
 W_n : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles 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.
L : longueur de l'élément.
Nbr : Nombre des éléments

Majuscules latines :

- A : Section brute d'une pièce.
 A_{net} : Section nette d'une pièce.
 A_w : Section de l'âme.
 A_v : Aire de cisaillement.
C : Cohésion.
 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.
 K_0 : Coefficient de flambement.
 K_t : Facteur de terrain.
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 .
 $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

LISTE DES NOTATIONS

N_{sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,sd}$: Effort normale de traction.
 $N_{c,sd}$: 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.
 σ : Contrainte normale.
 F_0 : Effort de calcul normal à la section.
 L_0 : Largeur effective du côté normal à l'effort.
 τ : Contrainte tangente.
 F_{\parallel} : Effort de calcul tangentiel à la section.
 L_{\parallel} : Largeur effective du côté tangentiel à l'effort.
 T : Épaisseur
 V_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort tranchant
 $V_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au cisaillement.
 N_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort de traction
 $N_{t,Rd}$: Valeurs de calcul de résistances à la traction
 $F_{T,Ed}$: Valeur de conception de la force de tension
 $F_{T,Rd}$: Tension de résistance de conception d'une semelle du tronçon en T
 $M_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance à la flexion
 M_{Ed} : Valeur de calcul du moment fléchissant...
 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_{max} : La flèche maximal.
 f_{adm} : La flèche admissible.
 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.
 $n_{1,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent.
 $Band$: espacement ou bande autour d'éléments.

Minuscules grecques

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

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élançement.

λ_{LT} : Élançement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\emptyset_{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.

L'acier est un matériau qui offre l'avantage d'être léger favorisant une rapidité avérée dans le montage et offre l'avantage de franchir de longues portées et par sa nature, facilement modifiable et recyclable, en contrepartie, il présente certains inconvénients tels que son coût, la corrosion et sa faible résistance anti feu et les périodes de l'entretien. Ceci implique, pour y pallier, de prévoir une protection adéquate telles que les peintures anti rouille pour lutter contre la corrosion ainsi que les peintures intumescents au titre de protection contre le feu. Le coût, quant à lui, est atténué par la rapidité d'exécution et de montage (réalisation hors site dans des ateliers de production de charpente suivant la forme conçue).

Ce projet a pour objectif « l'étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation en (R.D.C + 4 étages) ».

Ce travail a été organisé de la manière suivante qui après l'introduction, on a :

Dans le premier chapitre une présentation du projet est donnée, le deuxième chapitre qui est consacré à l'évaluation des charges permanentes et d'exploitations, selon le règlement Algérien charges et surcharges et aussi les charges climatiques selon le règlement «RNV99 Version 2013», le troisième chapitre, le pré-dimensionnement des éléments de la structure secondaire et porteurs selon le règlement «CCM97» a été réalisé, le quatrième chapitre, le comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été analysé par la méthode modale spectrale, selon le règlement «RPA99 version 2003», grâce au logiciels 'CypeCad Base 3D métal' . Le système de contreventement de la structure a été ajouté afin d'assurer la stabilité, le cinquième chapitre traite le dimensionnement des éléments porteurs et secondaire de la structure, selon le règlement «CCM97» et aussi «EC3», le plancher collaborant a été calculé et dimensionné dans le sixième chapitre. Par la suite, le dimensionnement des assemblages des différents éléments de la structure est donné dans le septième chapitre et enfin l'étude de l'infrastructure a été réalisée dans le huitième chapitre.

Le travail a été achevé par une conclusion générale.

I.1. Présentation du projet:

Ce projet concerne l'étude d'une structure d'habitation en ossature métallique, compose de (R.D.C + 4 étages), sur le terrain il existe quatre (4) exemplaire identiques.

Le bâtiment occupe une surface de : **280 m²**.

Hauteur de **18.134 m**, longueur de **24.45 m**, largeur de **20.75 m**

L'ossature est en forme (L) en charpente métallique (poteaux. poutres) et de planchés mixtes (béton – acier).

La structure est composée d'un rez-de-chaussée et de quatre (4) niveaux de logements. Chaque niveau est composé de trois (3) logements.

Les dalles sont en plancher collaborant de **8 cm** (terrasse) et **12 cm** (étages).

La toiture est constituée d'un plancher collaborant de 8 cm d'épaisseur,

I.2. Localisation :

Le site est implanté dans la Daïra de Remchi, Wilaya de Tlemcen «Zone I: faible sismicité selon la classification de l'RPA 99 v. 2003 ».



Figure I.1: Vue aérienne du projet par Google Earth.

Le site présente aussi les caractéristiques géotechniques et sismique suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de **1,5 bar** (rapport géotechnique du sol).
- Altitude = **215 m** de niveau de la mer

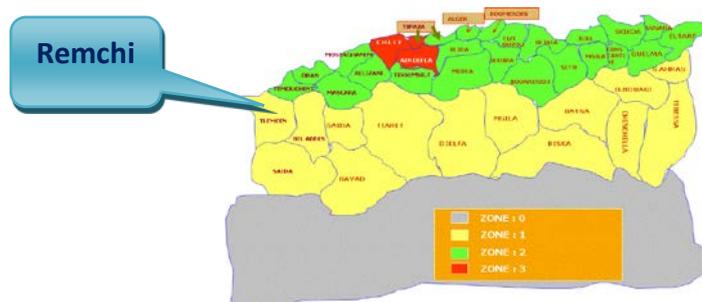


Figure I.2 : présentation sismique du site du projet.

I.3. Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment :

Le schéma au-dessous présente quelque dimension suivante :

- $X1 = 9.56 \text{ m}$.
- $X2 = 7.76 \text{ m}$.
- $Y1 = 9.56 \text{ m}$.
- $Y2 = 5.6 \text{ m}$.
- $Y3 = 3.96 \text{ m}$
- $Z1 = 3.4 \text{ m}$
- Hauteur d'étage $Z1$. Avec une hauteur total de $Z = 18.134 \text{ m}$.
- La pente du versant est $\alpha = 9^\circ$.

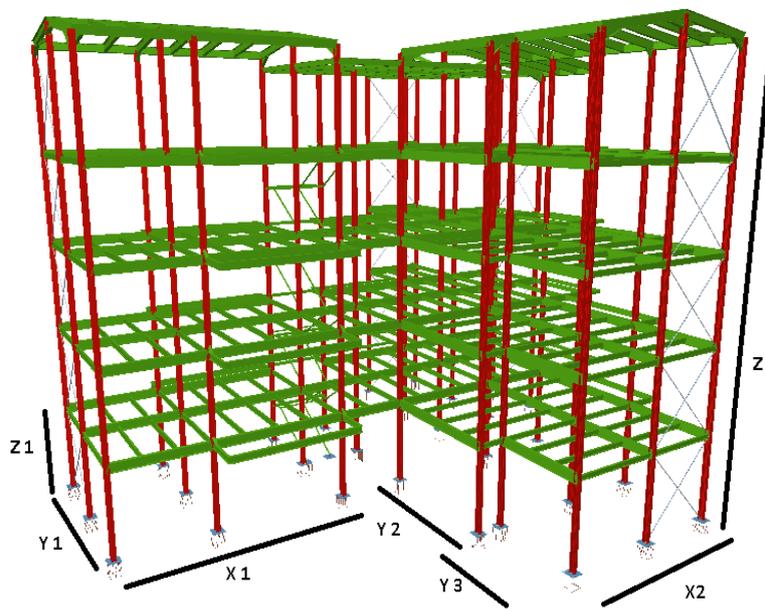


Figure I.3 : Vue en 3D du bâtiment avec quelques cotations.

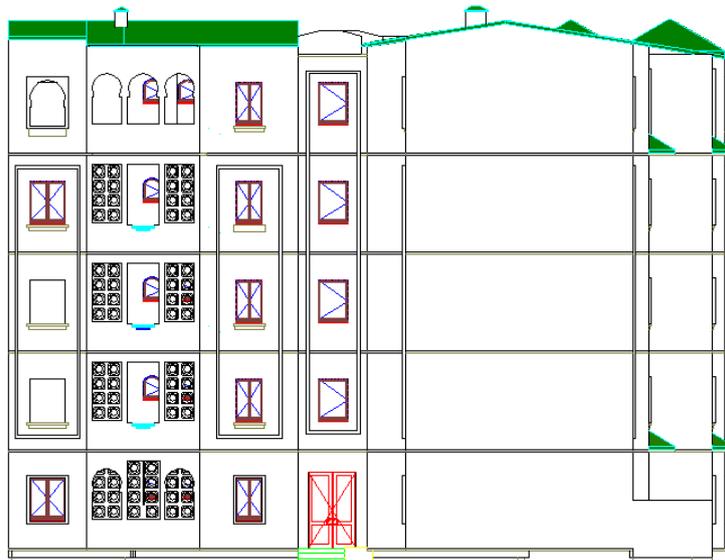


Figure I.4 : Plan de façade principal.

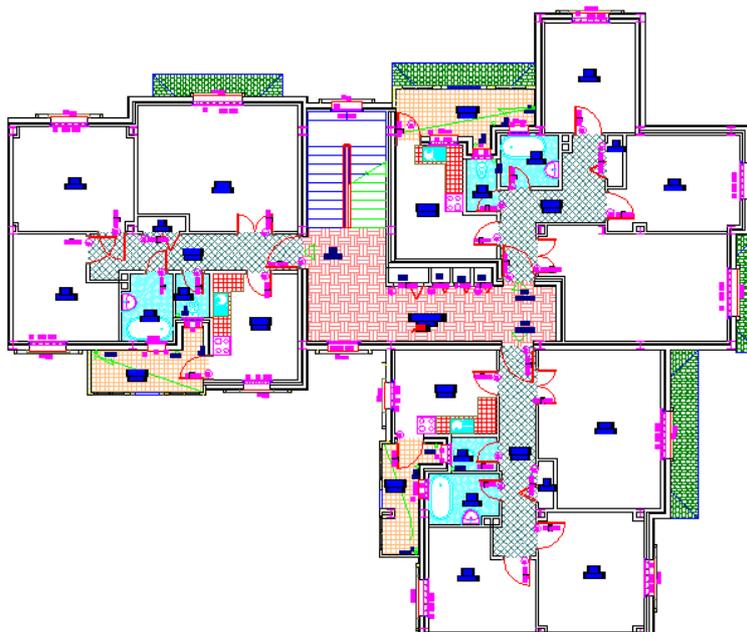


Figure I.5 : Plan en haut rez-de-chaussée.

Un logement contient des chambres CH1 (13.75 m^2), CH2 ($10,58 \text{ m}^2$) et un salon de (21.13 m^2), avec une surface de cuisine de ($9,95 \text{ m}^2$) sans oublier la surface des salles d'eau : WC ($1,64 \text{ m}^2$) et S.D.B (3.63 m^2), pour le couloir de circulation, il occupe une surface de (8.53 m^2) et le séchoir est de (5.71 m^2).

I.4. Règlements utilisés :

- 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.5. Logiciels utilisés :

- AutoCAD 2014.
- CypeCad V2015.n (Base Cype Metal 3D) :

Le cypeCad est un multi logiciels sections d'ingénieur d'intégrées pour les structures et l'environnement qui porte presque tous les normes algérienne, Quelques sections:

CypeCad : Simulation pour architecture universel.

Générateur de portique : pour auto générer les charge climatique et accidentel

Cype 3D : Simulation et analyse et calcule tous les n'importe quels structure avec n'importe quels matériaux.

Cype connecte : Simulation et analyse et calcule tous les connections possible.

Murs de soutènements : Simulation et analyse et spécialement pour le soutènement de fondation et pieux.

Eléments de fondation : Simulation et Analyse et calcule ferrailage des semelles et tout éléments de fondation.

Poutres continue : Simulation et Analyse et calcule les poutres continue.

Ponts cadres : Simulation et Analyse et calcule les ponts cadres.

CypeCad MEP : Conception et analyse et calcule de l'enveloppe, distribution, installation du bâtiment avec différent élément du bâtiment.

Cype Therme : Simulation et Analyse et calcule pour l'humidités critique et condensation interstitielle.

Cype Therme ashare : Simulation et Analyse et calcule de charges thermique selon la méthode des séries temporelles.

Cype Therme ISO-10211 : Simulation et Analyse et transmissions thermique linéaire pour les ponts.

Cype Upon : Simulation et Analyse et calcule de system climatisation pour les bâtiments.

Hydro 5 : Simulation et Analyse et calcule de system climatisation par la méthode de Hydro 5.

Approvisionnement en eau : Simulation et Analyse et calcule de system réseaux et distribution d'eaux.

Réseaux d'assainissements : Simulation et Analyse et calcule de system d'assainissements.

Cype DQE : métrer, budgets, décompte cahier de charge.

Cype DQE et gestion de chantier : Cype DQE + gestion de budget et tout ce qui concerne le chantier.

Générateur de prix : de début a la fin auto génératrice de prix avec mise a jour par internet pour nouveaux courts

I.6. Matériaux utilisés :

I.6.1. L'acier de construction :

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : S235.
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000 \text{ MPa}$.

I.6.2. Le béton :

C'est un résultant mortier par le mélange de ciment avec granulats (*sable et Pierraille*) et de l'eau, tous ces composantes intervient dans la résistance du mélange (*Béton*), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à L'effort de traction.

Les caractéristiques utilisées pour ce projet sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$.
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 305000 \text{ MPa}$.
- Module de Young : $E = 210 \text{ GPa}$.

I.7. Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.7.1. 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 (*HR*) pour les assemblages rigides des portiques auto stable.

Dit un boulon *HR* comporte d'une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.7.2. Le soudage :

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

I.8. Conception structurale :

On a deux types de structure :

I.8.1. Structure horizontale :

Généralement sont des planchers courants et le plancher terrasse.

I.8.1.1. 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.6).

- 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 collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

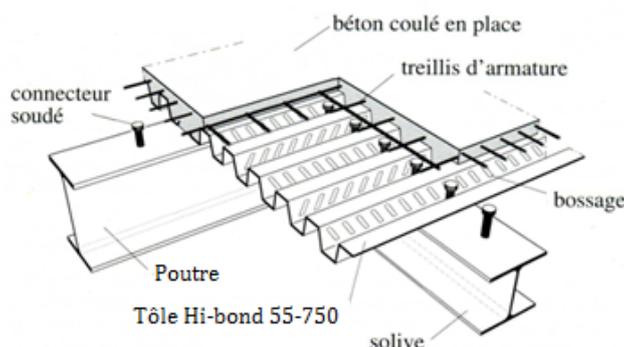


Figure I.6 : Construction d'un plancher collaborant.

I.8.1.2. Plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf que le versant est incliné par une pente (9° , 30°). Pour la partie supérieure, il comprend des couches supplémentaires (*isolation thermique, revêtement en tuiles canal*).

I.8.2. Structure 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.

- Pour les murs intérieurs :

Les murs sont en brique creuse de **10** cm.

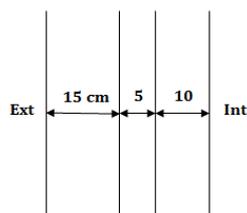


Figure I.7 : Coupe sur un mur en double parois.

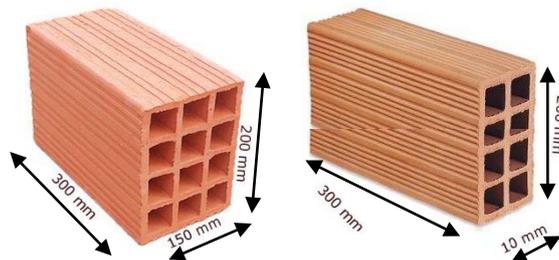


Figure I.8 : Les dimensions de brique utilisée.

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

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

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, les différentes charges agissantes sur les différentes surfaces de la structure, qu'elles résument l'action des charges permanentes et d'exploitation et les effets climatiques.

Ces charges vont influencer sur la stabilité de l'ouvrage tout entier. Pour cela, on respecte les normes qui respectent les valeurs des charges qui sont inscrits le règlement technique *DTR.B.C2.2 (charges et surcharges)*. [1]

En suite l'étude climatique nous donnera les effets exercés sur le structure par la neige et le vent en se basant sur le règlement neige et vent dit *RNV99 version 2013*.

II.2. Charge permanente :

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

II.2.1. Plancher courant :

Tableau II.1 : Charge permanente d'un plancher courant.

Plancher courant:	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m²)
Cloison de répartition	0,1	9	100	90
Revêtement intérieur	0,02	20	100	40
Mortier thermique	0,02	20	100	40
Isolant thermique	0,04	4	100	16
Poids de la dalle	0,12	25	100	300
Hi-Bond	0,55	0,24	100	13
Faux plafond				10
$\Sigma=$				<u>509</u>

II.2.2. Plancher terrasse "inaccessible" :

Tableau II.2 : Charge permanente pour la toiture.

Plancher toiture	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m²)
Tuiles canal				50
Isolation thermique	0,04	4	100	16
Poids de la dalle	0,08	25	100	200
Hi-bond	0,55	0,24	100	13
Faux plafond				10
$\Sigma=$				<u>289</u>

II.2.3. Escalier :

II.2.3.1. Volé :

CHAPITRE II : DESCENTE DES CHARGES

Tableau II.3 : Charge permanente d'un volé.

Volée	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m²)
Tôle strier	0,05	9	100	45
Mortier en pose	0,02	20	100	40
Revêtement	0,02	20	100	40
$\Sigma=$				<u>125</u>

II.2.3.2. Palier :

Tableau II.4 : Charge permanente d'un palier.

Palier :	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m²)
Hi-bond	0,55	0,23	100	13
Poids de la dalle :	0,08	25	100	200
Mortier en pose	0,02	20	100	40
Revêtement en carrelage:	0,02	20	100	40
$\Sigma=$				<u>293</u>

II.2.4. Murs extérieurs : (double parois)

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

Tableau II.5 : Charge permanente des murs extérieurs.

Mure extérieur	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m²)
Brique doublée	0,2	9	100	180
Revêtement intérieur	0,02	9	100	18
Revêtement extérieur	0,02	5	100	10
$\Sigma=$				<u>208</u>

En considérant les 30 % d'ouvertures.

Ouvertures	Poids	%		Poids (kG/m²)
30% Mure extérieur	208	30		62,4
$\Sigma=$				<u>145,6</u>

II.2.5. Murs intérieurs :

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

Tableau II.6 : Charge permanente pour les murs intérieurs.

Mure intérieur	Epaisseur (m)	Longueur (m)	x	Poids (kG/m²)
Brique solo	0,1	9	100	90
Revêtement intérieur	0,02	20	100	40
$\Sigma=$				<u>130</u>

En considérant les 10 % d'ouvertures.

Ouvertures	Poids	%		Poids (kG/m ²)
30% Mure intérieur	130	10		13
$\Sigma =$				117

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 inscrits dans le règlement technique *DTR.C2.2 (charges et surcharges)*.

Tableau II.7 : Charge d'exploitation :

Elements	Poids (kG/m ²)
toiture:	100
Plancher étage courant:	250
Escalier :	150
Balcon :	350

Remarque :

x : Multipliez par (1m) linéaire.



: Direction du vent.

II.4. La neige :

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontal de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante : [2]

$$S = \mu * S_k \quad \text{KN/m}^2$$

Coefficient de forme de toiture : $\alpha = 9^\circ$, $\alpha 1 = 30^\circ$, $\alpha 2 = 0.45^\circ$, donc $\mu = 0,8$.

Le bâtiment se situe à la commune de 'Remchi', wilaya de 'Tlemcen', zone '**B**', Groupe '**2**'.

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

H (m) Altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer **H = 215 m**.

$$S_k = \frac{(0,04 \times H) + 10}{100} = \frac{(0,04 \times 215) + 10}{100} = 0,186 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,8 \times 0,186 = 0,1488 \text{ KN/m}^2$$

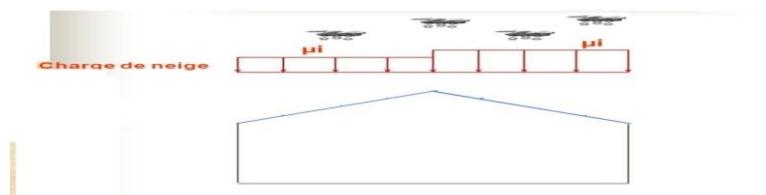


Figure II.1: Action due à la neige.

II.4.1. Charge de neige sur les obstacles :

Les obstacles tels que cheminées, barrière à neige, garde-corps, acrotères ou autres doivent être vérifiés sous l'action d'une force F_s due au glissement d'une masse de neige sur la toiture.

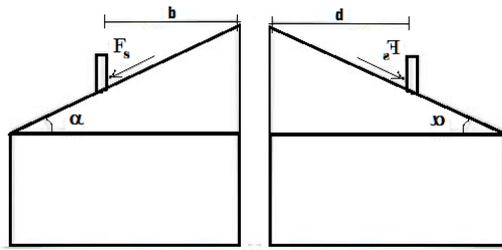


Figure II.2 : Force exercée sur une cheminée.

Cette force F_s exercée la direction de ce glissement par unité de largeur est donnée par la formule suivant :

$$F_s = S \times b \times \sin\alpha$$

$$1 \rightarrow F_s = 0,1488 \times 1 \times \sin(9) = 0,023 \text{ KN/m}$$

$$2 \rightarrow F_s = 0,1488 \times 1 \times \sin(9) = 0,023 \text{ KN/m}$$

II.5. Le vent :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres.

II.5.1. Principes du DTR RNV (version 2013) :

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

Sens V1 : Façade latérale. (0°).

Sens V2 : Façade frontispice (principale). (90°).

Sens V3 : Façade latérale. (180°).

Sens V4 : Façade arrière. (270°).

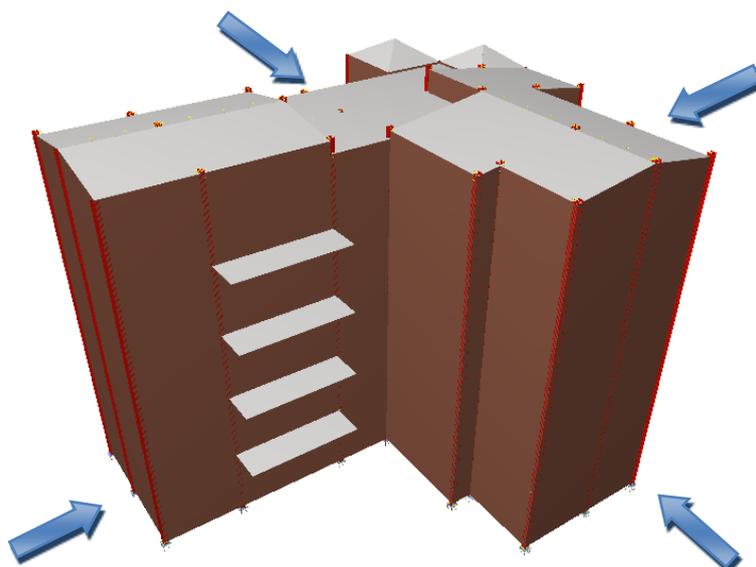


Figure II.3 : Action du vent suivant la direction V1, V2, V3 et V4.

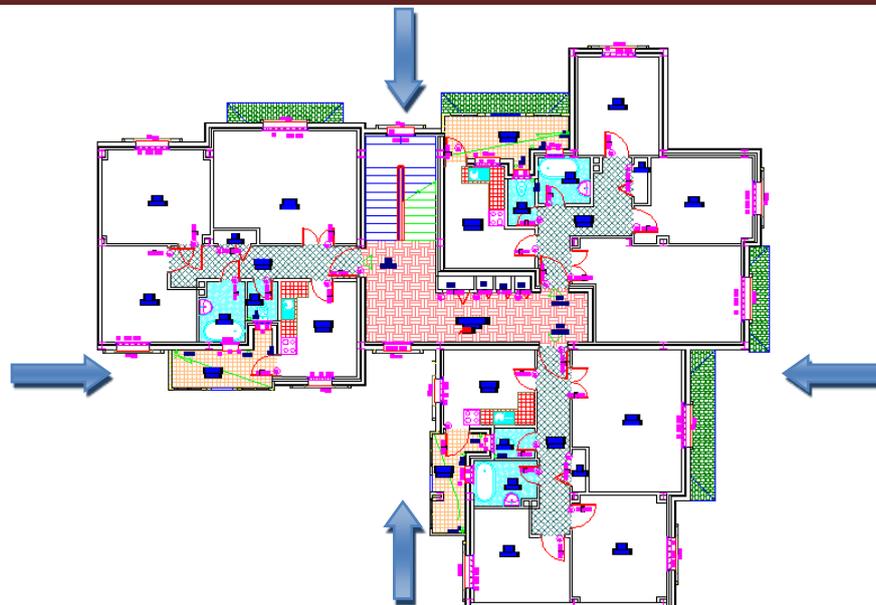


Figure II.4 : Vue en plan présenter la direction V1, V2, V3 et V4.

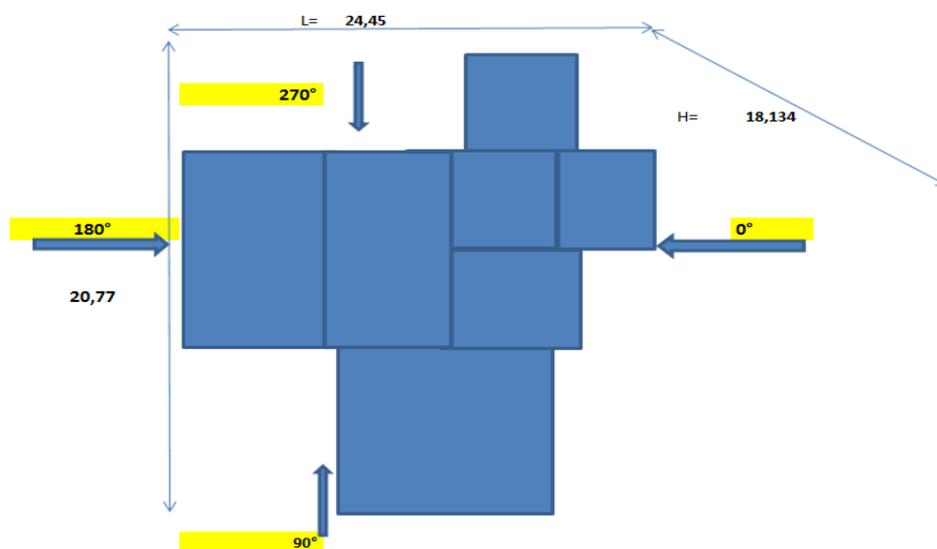


Figure II.5 : Vue en plan présenter la direction 0°, 90°, 180° 270°.

Le bâtiment est classé en catégorie **II** → $V_{ref} = 27 \text{ m/s}$

- **Données relatives au site :**

Remchi (Tlemcen) se trouve en zone **II**.

Tableau II.7 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	$q_{ref} \text{ (N/m}^2\text{)}$
II	435

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieure à 5 ans).

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.8 : 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.

Z₀ : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimal.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient.

II.5.2. Coefficient d'exposition au vent (C_e) :

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

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.

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)].$$

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

I_v(z) : I 'intensité de la turbulence.

z (m) : La hauteur considérée.

II.5.2.1. 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 sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées...

$$C_t(z) = 1 \text{ (Site plat).}$$

II.5.2.2. 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 défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{la 1ere pour } z > z_{min} \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{la 2ème pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

Tableau II.9 : Coefficient de rugosité.

niveau	H _i (m)	Z _j (m)	Max (Z(Z _j);Z _{min})	C _r (Z _j)
RDC	3,4	1,7	10	0,538
1 ^{ère} étage	3,4	5,1	10	0,538
2 ^{ème} étage	3,4	8,5	10	0,538
3 ^{ème} étage	3,4	11,9	11,9	0,579
4 ^{ème} étage	3,4	15,3	15,3	0,638
toiture	1,134	18,134	18,134	0,678

II.5.2.3. Intensité de la turbulence :

Il est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{la 1er pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{la 2ème pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Tableau II.10 : Coefficient d'exposition au vent.

niveau	Zj (m)	Cr (Zj)	Ce (Zj)	Lv
RDC	1,7	0,538	1,172	0,434
1^{ère} étage	5,1	0,538	1,172	0,434
2^{ème} étage	8,5	0,538	1,172	0,434
3^{ème} étage	11,9	0,579	1,285	0,403
4^{ème} étage	15,3	0,638	1,453	0,366
toiture	18,134	0,678	1,570	0,345

II.5.3. La pression dynamique de pointe qp :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2]$$

$q_{\text{réf}}$: Valeurs de la pression dynamique de référence.

z_e (m): La hauteur de référence.

Tableau II.11 : La pression dynamique de pointe.

niveau	Zj (m)	Cr (Zj)	Ce (Zj)	Lv	qp (N/m ²)
RDC	1,7	0,538	1,172	0,434	510,199
1^{ère} étage	5,1	0,538	1,172	0,434	510,199
2^{ème} étage	8,5	0,538	1,172	0,434	510,199
3^{ème} étage	11,9	0,579	1,285	0,403	559,005
4^{ème} étage	15,3	0,638	1,453	0,366	632,060
toiture	18,134	0,678	1,570	0,345	683,165

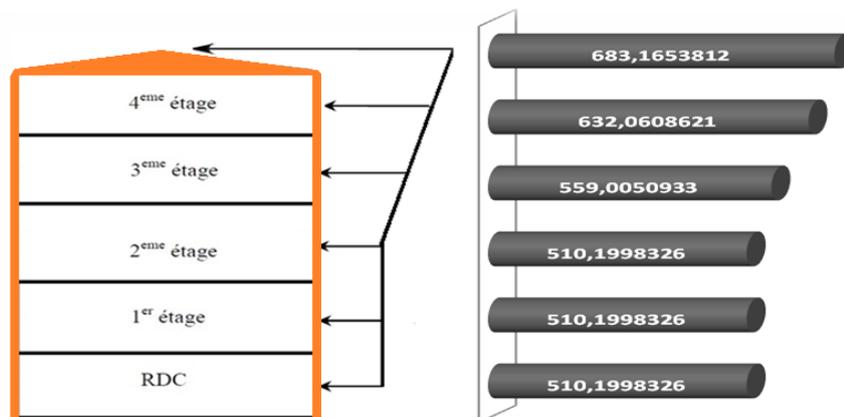


Figure II.6 : Répartition de la pression dynamique.

II.5.4. Le 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.

- **Le sens $V1 / V3$:**

Il est donné par la formule suivant :

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

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

$I_v(Z_{eq})$: l'intensité de la turbulence pour $Z = Z_{eq}$.

Q^2 : la partie quasi-statique.

R^2 : la partie résonante.

g : le facteur de pointe.

- **Construction verticales telles que bâtiments, etc.**

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

$$Z_{eq} = 0,6 \times 18,134 = 10,88 \text{ m} > Z_{\min}$$

II.5.4.1. Partie quasi-statique :

Elle est donnée par la formule suivant :

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

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction. $\rightarrow b = 24,45 \text{ m}$ et $h = 18,134 \text{ m}$

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

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

$$Li(Z) = Li(Z_{\min}) \quad \text{pour : } Z \leq Z_{\min}$$

$$\rightarrow z_{\min} \leq 10,88 \leq 200 \text{ m} \rightarrow Li(10,88) = 42,65 \text{ m} \rightarrow Q^2 = 0,527$$

II.5.4.2. Partie résonnante :

Elle est donnée par la formule suivant :

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

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

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

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

$$\delta_a = 0 \quad (\text{\S}3.3.2. \textit{RNV99 version 2013}).$$

$$\text{Alors : } \delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

R_N : Est la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance .

$$R_N = \frac{6,8 N_x}{(1+10,2 \times N_x)^{5/3}} \quad (\text{\S}3.3.2. \textit{RNV99 version 2013}).$$

N_x : Est la fréquence adimensionnelle la direction x du vent .

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times l_{i(z_{eq})}}{V_m(z_{eq})} \quad (\S 3.3.2. \text{RNV99 version 2013}).$$

$$n_{1,x} : \text{La fréquence fondamentale } (\S 3.3.4) \rightarrow n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$$

f : La flèche de la structure dû au poids propre appliqué la direction de vibration.

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

$$h : \text{La hauteur total de la structure } \rightarrow f = 0,181 \text{ m} \rightarrow n_{1,x} = 1,174$$

$V_m(Z_{eq})$: La vitesse moyenne en annexe 2 pour $Z = Z_{eq}$

$$V_m(Z_{eq}) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{ref}. \quad \text{Avec } V_{ref} = 27 \text{ m/s}$$

$$C_r(Z_{eq}) = Kt \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right) = 0,234 \times \ln\left(\frac{10,88}{1}\right) = 0,558$$

$$V_m(Z_{eq}) = 15,08 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{1,188 \times 42,65}{15,08} = 3,321$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3,32}{(1 + 10,2 \times 3,32)^{5/3}} = 0,060$$

R_h et R_b sont des fonction d'admittance arodynamique donnée par :

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

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

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{l_{i(z_{eq})}} \rightarrow \eta_h = \frac{4,6 \times 3,32 \times 18,134}{42,65} = 6,494$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{l_{i(z_{eq})}} \rightarrow \eta_b = \frac{4,6 \times 3,32 \times 24,45}{42,65} = 8,75$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6,494}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 6,494^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 6,494}) = 0,142$$

$$R_b = \left(\frac{1}{8,75}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 8,75^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 8,75}) = 0,10$$

$$\rightarrow R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,060 \times 0,142 \times 0,10 = 0,09$$

II.5.4.3. Facteur de pointe g :

Il est donné par la formule suivant :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\S 3.3.3. \text{RNV2013}).$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{Lx} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]} \rightarrow v = 0,452 \text{ Hz} \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,452)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,452)}} = 3,541 \geq 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,526 \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 I_v(Z_{eq})} = 0,673$$

• **Le sens V2 / V4 :**

Il est donné par la formule suivant :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,526 \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 I_v(Z_{eq})} \text{ Ou :}$$

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

$I_v(z_{eq})$: l'intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$.

Q^2 : la partie quasi-statique.

R^2 : la partie résonante.

g : le facteur de pointe.

• **Construction verticales telles que bâtiments, etc.**

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

$$Z_{eq} = 0,6 \times 18,134 = 10,88 \text{ m} > Z_{min}$$

II.5.4.4. Partie quasi-statique :

Elle est donnée par la formule suivant :

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

b et **h** sont la largeur et la hauteur de la construction. $\rightarrow b = 20,77 \text{ m}$ et $h = 18,134 \text{ m}$

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

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

$$Li(Z) = Li(Z_{min}) \quad \text{pour } Z \leq Z_{min}$$

$$\rightarrow Z_{min} \leq 10,88 \leq 200 \text{ m} \rightarrow Li(10,88) = 42,65 \text{ m} \rightarrow Q^2 = 0,54.$$

II.5.4.5. Partie résonante :

Elle est donnée par la formule suivant :

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

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

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

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

$$\delta_a = 0 \quad (\S 3.3.2. \text{RNV99 version 2013}).$$

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

R_N : Est la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance .

$$R_N = \frac{6,8N_x}{(1+10,2 \times N_x)^{5/3}} \quad (\S 3.3.2. \text{RNV99 version 2013}).$$

N_x : Est la fréquence adimensionnelle la direction x du vent .

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times l_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})} \quad (\S 3.3.2. \text{RNV99 version 2013}).$$

$$n_{1,x} : \text{La fréquence fondamentale } (\S 3.3.4) \rightarrow n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$$

f : La flèche de la structure dû au poids propre appliqué la direction de vibration.

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

h : La hauteur total de la structure $\rightarrow f = 0,1813 \text{ m} \rightarrow n_{1,x} = 1,174$

$V_m(Z_{eq})$: La vitesse moyenne en annexe 2 pour $Z = Z_{eq}$

$$V_m(Z_{eq}) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{ref}. \text{ Avec } V_{ref} = 27 \text{ m/s}$$

$$C_r(Z_{eq}) = Kt \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right) = 0,234 \times \ln\left(\frac{10,88}{1}\right) = 0,558$$

$$V_m(Z_{eq}) = 15,08 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{1,188 \times 42,65}{15,08} = 3,321$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3,321}{(1+10,2 \times 3,321)^{5/3}} = 0,060$$

R_h et R_b sont des fonction d'admittance arodynamique donnée par :

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

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

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{l_i(z_{eq})} \rightarrow \eta_h = \frac{4,6 \times 3,321 \times 18,134}{42,65} = 6,494$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{l_i(z_{eq})} \rightarrow \eta_b = \frac{4,6 \times 3,321 \times 20,77}{42,65} = 7,43$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6,494}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 6,494^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 6,494}) = 0,142$$

$$R_b = \left(\frac{1}{7,43}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 7,43^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 7,43}) = 0,125$$

$$\rightarrow R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,060 \times 0,142 \times 0,125 = 0,106$$

II.5.4.6. Facteur de pointe g :

Il est donné par la formule suivant :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\S 3.3.3. RNV2013).$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{Lx} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]} \rightarrow v = 0,476 \text{ Hz} \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,476)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,476)}} = 3,54 \geq 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,54 \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 I_v(Z_{eq})} = 0,687$$

II.5.5. Calcul de la pression due au vent :

- **Détermination de la pression aérodynamique :**

La pression dynamique $W(Z_j)$ [N/m²] agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$w(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\S 2.5.2. RNV99 \text{ version } 2013)$$

- **Détermination de coefficient de pression :**

a) Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

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

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

- **La direction du vent V1 / V3 :**

Sur la façade latérale :

a. Pour les parois verticales :

$$b = 20,77 \text{ m} ; d = 24,45 \text{ m} ; h = 18,134 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(20,77 ; 2 \times 18,134) = 20,77 \text{ m}$$

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

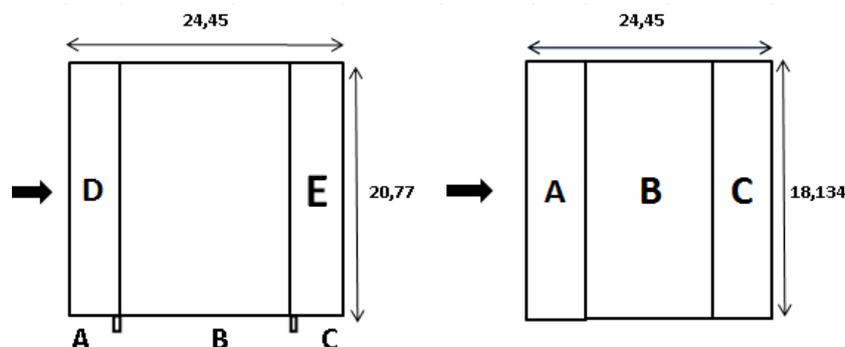


Figure II.7: Légende pour les parois verticales.

Tableau II.12 : 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

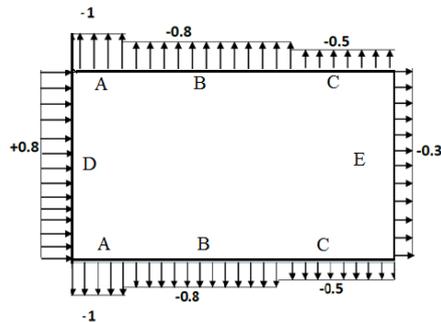


Figure II.8 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

b. la toiture :

- **Toiture à deux versants le sens V1/ V3 donc : $\theta = 90^\circ/270^\circ$**

$b = 20.77 \text{ m}$

$d = 24.45 \text{ m}$

$h = 18.134 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = \min(20.77 ; 2 \cdot 18.134) = 20.77 \text{ m}$

Les différentes zones de pression **F, G, H, I** sont représentées sur la figure :

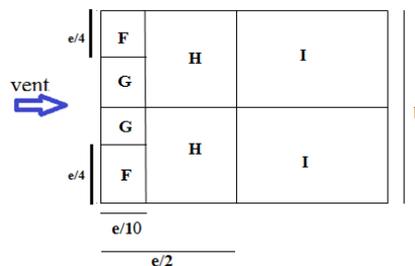


Figure II.9 : Légende pour les toitures a deux versants.

Valeurs de C_{pe} de la toiture a deux versants pour $\theta = 90^\circ/270^\circ$ et $\alpha = 9^\circ$

Tableau II.13 : Valeur de C_{pe} pour les toitures a deux versants par interpolation.

α	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
9°	-1,48	-2,12	-1,3	-2	-0,66	-1,2	-0,56	-0,56

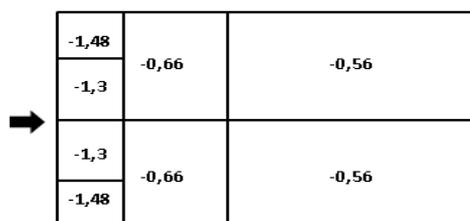


Figure II.10 : Valeur de C_{pe} pour la toiture.

- Toiture à quatre versants le sens V1/ V3 donc : $\theta = 90^\circ/270^\circ$

b = 3.75 m.

d = 3.3 m.

h = 18.134 m.

e = $\min(b, 2h) = \min(3.75 ; 2 \cdot 18.134) = 3.75$ m.

Les différentes zones de pression **F, G, H, I, J, K, L, M, N** sont représentées sur la figure :

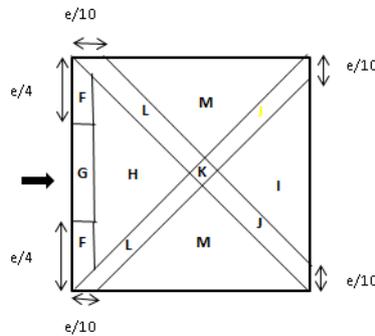


Figure II.11 : Légende pour les toitures à quatre versants.

Tableau II.14 : Valeurs de C_{pe} de la toiture à quatre versants pour $\theta = 90^\circ/270^\circ$ et $\alpha = 30^\circ$.

F	G	H	I	J	K	L	M
0,5	0,7	0,4	-0,4	-0,7	-0,5	-1,4	-0,8

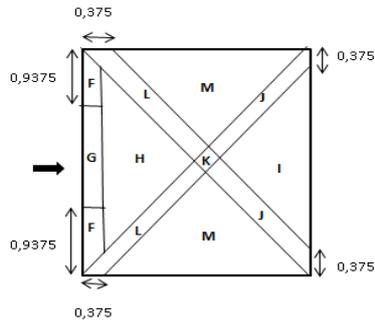


Figure II.12 : Valeur de C_{pe} pour la toiture à quatre versants.

b) Calcul de Coefficient de pression interne C_{pi} :

Ce cas, structure avec cloison intérieure on a deux valeurs :

$C_{pi} = +0,8$ et $C_{pi} = -0,5$

Les résultants de $W(Z_j)$ [N/m²] sont données par les tableaux suivants :

Tableau II. 15 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur RDC (V1 / V3).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	C_{p2}	W_{(z_j)1}	W_{(z_j)2}
RDC	A	510,2	-1	-0,5	0,8	-255,1	-918
RDC	B	510,2	-0,8	-0,5	0,8	-153,1	-816
RDC	C	510,2	-0,5	-0,5	0,8	0	-663
RDC	D	510,2	0,8	-0,5	0,8	663,3	0
RDC	E	510,2	-0,3	-0,5	0,8	102	-561

Tableau II.16: Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur 1^{er} étage (V1 / V3).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$	$W_{(z_j)2}$
1 ^{ère} étage	A	510,2	-1	-0,5	0,8	-255,1	-918,4
1 ^{ère} étage	B	510,2	-0,8	-0,5	0,8	-153,06	-816,3
1 ^{ère} étage	C	510,2	-0,5	-0,5	0,8	0	-663,3
1 ^{ère} étage	D	510,2	0,8	-0,5	0,8	663,259	0
1 ^{ère} étage	E	510,2	-0,3	-0,5	0,8	102,04	-561,2

Tableau II.17 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur 2^{ème} étage (V1 / V3).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$	$W_{(z_j)2}$
2 ^{ème} étage	A	510,2	-1	-0,5	0,8	-255,1	-918,4
2 ^{ème} étage	B	510,2	-0,8	-0,5	0,8	-153,06	-816,3
2 ^{ème} étage	C	510,2	-0,5	-0,5	0,8	0	-663,3
2 ^{ème} étage	D	510,2	0,8	-0,5	0,8	663,259	0
2 ^{ème} étage	E	510,2	-0,3	-0,5	0,8	102,04	-561,2

Tableau II.18 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur 3^{ème} étage (V1 / V3).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$	$W_{(z_j)2}$
3 ^{ème} étage	A	559,01	-1	-0,5	0,8	-279,503	-1006
3 ^{ème} étage	B	559,01	-0,8	-0,5	0,8	-167,702	-894,4
3 ^{ème} étage	C	559,01	-0,5	-0,5	0,8	0	-726,7
3 ^{ème} étage	D	559,01	0,8	-0,5	0,8	726,706	0
3 ^{ème} étage	E	559,01	-0,3	-0,5	0,8	111,801	-614,9

Tableau II.19 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur 4^{ème} étage (V1 / V3).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$	$W_{(z_j)2}$
4 ^{ème} étage	A	632,06	-1	-0,5	0,8	-316,03	-1138
4 ^{ème} étage	B	632,06	-0,8	-0,5	0,8	-189,618	-1011
4 ^{ème} étage	C	632,06	-0,5	-0,5	0,8	0	-821,7
4 ^{ème} étage	D	632,06	0,8	-0,5	0,8	821,679	0
4 ^{ème} étage	E	632,06	-0,3	-0,5	0,8	126,412	-695,3

Tableau II.20 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m^2] sur toiture 4 versants (V1 / V3).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$	$W_{(z_j)2}$
toiture 4 versants	F	683,17	0,5	-0,5	0,8	65,37	-19,611
toiture 4 versants	G	683,17	0,7	-0,5	0,8	78,444	-6,537
toiture 4 versants	H	683,17	0,4	-0,5	0,8	58,833	-26,148
toiture 4 versants	I	683,17	-0,4	-0,5	0,8	6,537	-78,444
toiture 4 versants	J	683,17	-0,7	-0,5	0,8	-13,074	-98,055
toiture 4 versants	K	683,17	-0,5	-0,5	0,8	0	-84,981
toiture 4 versants	L	683,17	-1,4	-0,5	0,8	-58,833	-143,81
toiture 4 versants	M	683,17	-0,8	-0,5	0,8	-19,611	-104,59

Tableau II.21 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m^2] sur la toiture (V1 / V3).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$	$W_{(z_j)2}$
toiture	F	683,17	-1,48	-0,5	0,8	-669,502	-1558
toiture	G	683,17	-1,3	-0,5	0,8	-546,532	-1435
toiture	H	683,17	-0,66	-0,5	0,8	-109,306	-997,4
toiture	I	683,17	-0,56	-0,5	0,8	-40,9899	-929,1

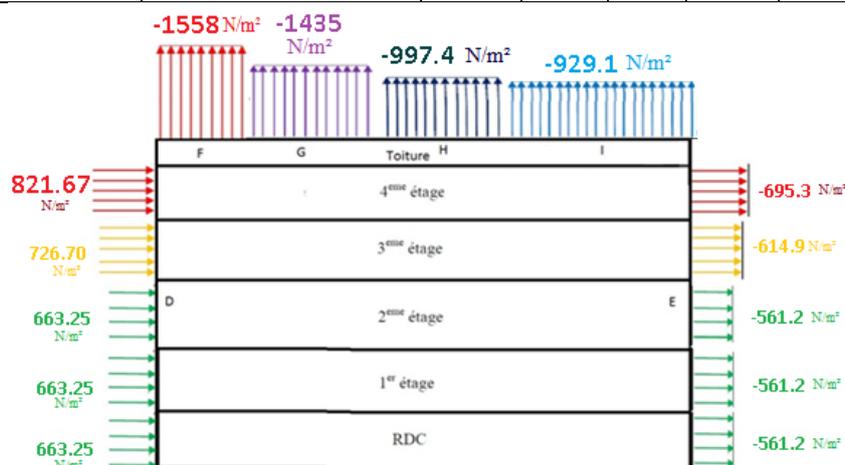


Figure II.13 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V1 / V3).

c) Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

- La direction du vent V2 / V4 : Sur la façade principale

a. Pour les parois verticales :

$$d = 20.77 \text{ m}$$

$$b = 24.45 \text{ m}$$

$$h = 18.134 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(24.45 ; 2 \times 18.134) = 24.45 \text{ m}$$

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

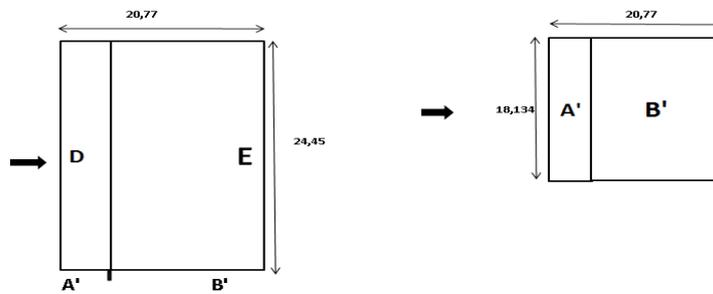


Figure II.14: Légende pour les parois verticales.

Tableau II.22 : 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

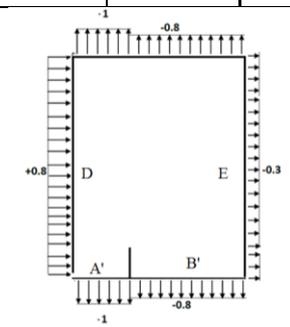


Figure II.15: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

b. la toiture :

- Toiture à deux versants le sens V2 / V4 donc : $\theta = 0^\circ/180^\circ$

$d = 20.45 \text{ m}$, $b = 24.45 \text{ m}$, $h = 18.134 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = \min(24.45 ; 2 \times 18.134) = 24.45 \text{ m}$

Les différentes zones de pression **F, G, H, I, J** sont représentées sur la figure :

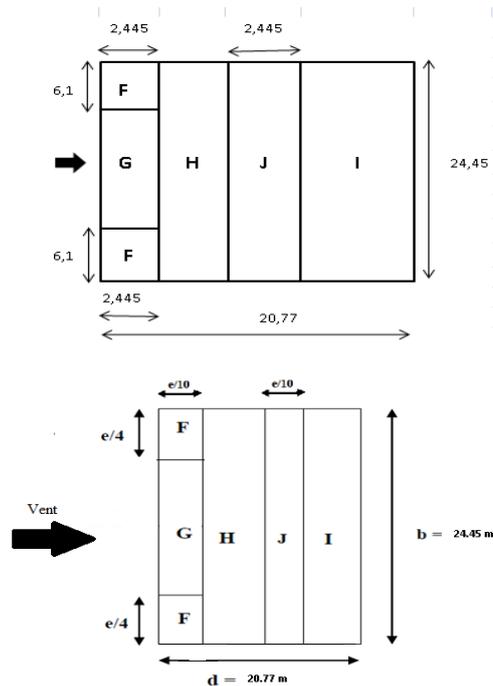


Figure II.16 : Légende pour les toitures a deux versants.

CHAPITRE II : DESCENTE DES CHARGES

Valeurs de C_{pe} de la toiture a deux versants pour $\theta = 0^\circ/180^\circ$ et $\alpha = 9^\circ$:

Tableau II.23 : C_{pe} pour les toitures a deux versants par interpolation.

α	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
9°	-1,38	0	-1	0	-0,48	0	-0,52	0	-0,3	0

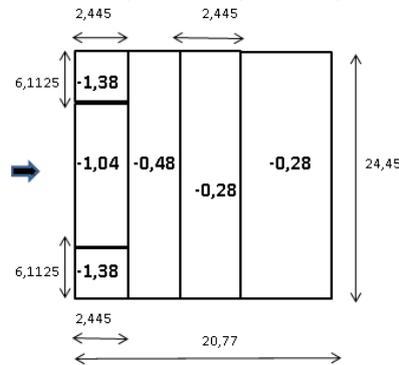


Figure II.17 : Valeur de C_{pe} pour la toiture.

- Toiture à quatre versants le sens V2 / V4 donc : $\theta = 0^\circ/180^\circ$

$d = 3.75$ m , $b = 3.3$ m , $h = 18.134$ m

$e = \min(b, 2h) = \min(3.3 ; 2 \times 18.134) = 3.3$ m

Les différentes zones de pression **F, G, H, I, J, K, L, M, N** sont représentées sur la figure :

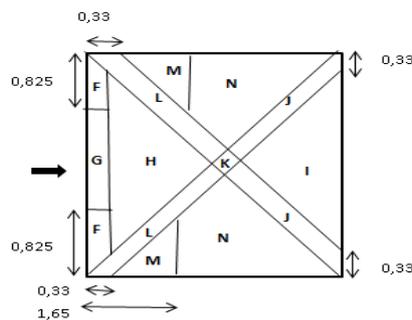


Figure II.18 : Légende pour les toitures a quatre versants.

Tableau II.24 : Valeurs de C_{pe} de la toiture a quatre versants pour $\theta = 0^\circ/180^\circ$ et $\alpha = 30^\circ$:

F	G	H	I	J	K	L	M	N
0,5	0,7	0,4	-0,4	-0,7	-0,5	-1,4	-0,8	-0,2

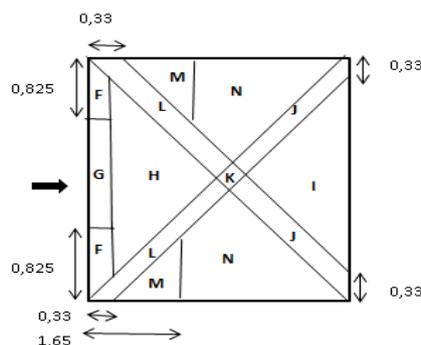


Figure II.19 : Valeur de C_{pe} pour la toiture a quatre versants.

d) Coefficient de pression interne C_{pi} :

ce cas, structure avec cloison intérieur on à deux valeurs :

$$C_{pi} = +0,8 \text{ et } C_{pi} = -0,5$$

Les résultants de $W(Z_j)$ [N/m²] sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau II.25 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur RDC (V2 / V1).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z)1}$	$W_{(z)2}$
RDC	A'	510,2	-1	-0,5	0,8	-255,1	-918,4
RDC	B'	510,2	-0,8	-0,5	0,8	-153,06	-816,3
RDC	D	510,2	0,8	-0,5	0,8	663,259	0
RDC	E	510,2	-0,3	-0,5	0,8	102,04	-561,2

Tableau II.26 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur 1^{er} étage (V2 / V4).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z)1}$	$W_{(z)2}$
1 ^{ère} étage	A'	510,2	-1	-0,5	0,8	-255,1	-918,4
1 ^{ère} étage	B'	510,2	-0,8	-0,5	0,8	-153,06	-816,3
1 ^{ère} étage	D	510,2	0,8	-0,5	0,8	663,259	0
1 ^{ère} étage	E	510,2	-0,3	-0,5	0,8	102,04	-561,2

Tableau II.27 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur 2^{ème} étage (V2 / V4).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z)1}$	$W_{(z)2}$
2 ^{ème} étage	A'	510,2	-1	-0,5	0,8	-255,1	-918,4
2 ^{ème} étage	B'	510,2	-0,8	-0,5	0,8	-153,06	-816,3
2 ^{ème} étage	D	510,2	0,8	-0,5	0,8	663,259	0
2 ^{ème} étage	E	510,2	-0,3	-0,5	0,8	102,04	-561,2

Tableau II.28 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur 3^{ème} étage (V2/V4).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z)1}$	$W_{(z)2}$
3 ^{ème} étage	A'	559,01	-1	-0,5	0,8	-279,503	-1006
3 ^{ème} étage	B'	559,01	-0,8	-0,5	0,8	-167,702	-894,4
3 ^{ème} étage	D	559,01	0,8	-0,5	0,8	726,706	0
3 ^{ème} étage	E	559,01	-0,3	-0,5	0,8	111,801	-614,9

Tableau II.29 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur 4^{ème} étage (V2 / V4).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z)1}$	$W_{(z)2}$
4 ^{ème} étage	A'	632,06	-1	-0,5	0,8	-316,03	-1138
4 ^{ème} étage	B'	632,06	-0,8	-0,5	0,8	-189,618	-1011
4 ^{ème} étage	D	632,06	0,8	-0,5	0,8	821,679	0
4 ^{ème} étage	E	632,06	-0,3	-0,5	0,8	126,412	-695,3

Tableau II.30 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur toiture 4 versants (V2 / V4).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$	$W_{(z_j)2}$
toiture 4 versants	F	683,17	-0,5	-0,5	0,8	0	-85,007
toiture 4 versants	G	683,17	-0,5	-0,5	0,8	0	-85,007
toiture 4 versants	H	683,17	-0,2	-0,5	0,8	19,617	-65,39
toiture 4 versants	I	683,17	-0,4	-0,5	0,8	6,539	-78,468
toiture 4 versants	J	683,17	-0,7	-0,5	0,8	-13,078	-98,085
toiture 4 versants	K	683,17	-0,5	-0,5	0,8	0	-85,007
toiture 4 versants	L	683,17	-1,4	-0,5	0,8	-58,851	-143,858
toiture 4 versants	M	683,17	-0,8	-0,5	0,8	-19,617	-104,624
toiture 4 versants	N	683,17	-0,2	-0,5	0,8	19,617	-65,39

Tableau II.31 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ [N/m²] sur la toiture (V2 / V4).

NIVEAU	Zone	q_p	C_{pe}	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$	$W_{(z_j)2}$
toiture	F	683,17	-1,38	-0,5	0,8	-601,186	-1489
toiture	G	683,17	-1,04	-0,5	0,8	-368,909	-1257
toiture	H	683,17	-0,48	-0,5	0,8	13,663	-874,5
toiture	I	683,17	-0,52	-0,5	0,8	-13,663	-901,8
toiture	J	683,17	-0,28	-0,5	0,8	150,296	-737,8

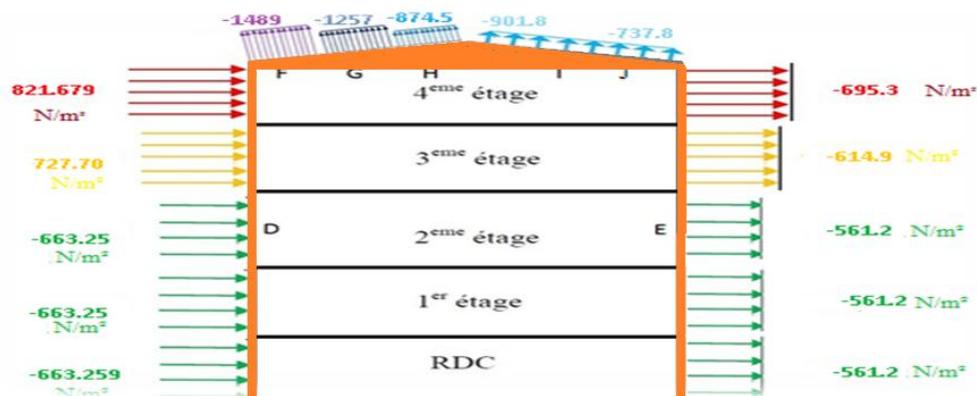


Figure II.20 : Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I, J (V2 / V4).

II.2.3.1. 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 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 / V3 :

$$2(24,45 \times 18,134) \leq 4(2 \times 20,77 \times 18,134)$$

$$886.752 \leq 3013.145 \quad \text{Vérfiée.}$$

Direction V2 / V4:

$$2(20,77 \times 18,134) \leq 4(2 \times 24,45 \times 18,134)$$

$$753.286 \leq 3547.010 \quad \text{Vérfiée.}$$

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

III.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier des éléments secondaires (*profilés nécessaires*) qui sont : Les solives, et les éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le dimensionnement de chaque élément est donné par trois Conditions :

- Vérification de la Condition de flèche.
- Vérification de la Condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

III.2. Classification des sections transversales selon le CCM97 :

Utilisation de CCM97 a proposé la nuance minimale ($F_y = 235 \text{ N/mm}^2$) de classes de sections transversales :

- **Classe 1** : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- **Classe 2** : Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- **Classe 3** : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- **Classe 4** : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

III.3. Principes du règlement CCM97 :

- dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier
- Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier.
- Le règlement ne limitée par exigences relatives à la résistance mécanique, conduit pour durabilité des structures.
- La sécurité parasismique, protection contre le feu, l'isolation phonique et thermique sont négligeables.
- Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, il s'agit de leurs versions approuvée et mise en vigueur officiellement.

III.4. Coefficient partiels de sécurité :

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

- Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1.$
- Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1.$
- Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25.$
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1.$

III.5. Valeurs limites des flèches :

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	$L/250$

III.6. Sollicitation de calcul :

Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$.

Etat limite service : $G + Q$.

Etat limite accidentel : S_n (neige) + W_n (Vent).

III.7. Pré dimensionnement :

III.7.1. Les solives :

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

$$0,7m \leq L \leq 1,50m \quad [4].$$

- **Calcul de l'entraxe entre solives :**

Comme les longueurs ne sont pas trop différentes, on va prendre le cas le plus défavorable pour chaque type, dit entraxe ou espacement (Esp).

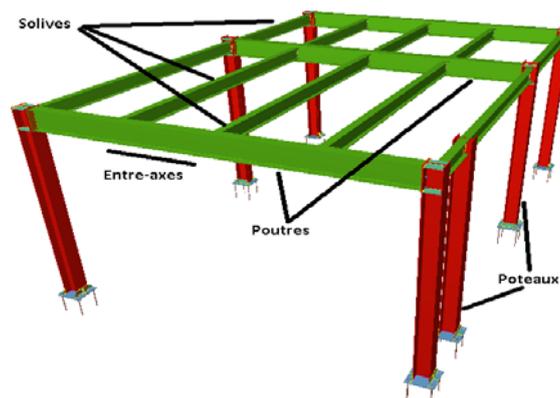


Figure III.1 : Présentation schématique des solives.

Solive de plancher terrasse :

Longueur =	3,84	<i>m</i>
Nombre de solives =	1	
Surcharge permanente(G) =	289	<i>kG/m²</i>
Surcharge d'exploitation(Q) =	100	<i>kG/m²</i>
La charge q sur une bande =	1,235	<i>m</i>

Solive pour console:

Surcharge permanente(G) =	509	<i>kG/m²</i>
Poids de solive (G) =	0	<i>kG/m²</i>
Nombre de solives =	1	
Surcharge d'exploitation(Q) =	350	<i>kG/m²</i>
Longueur =	5,6	<i>m</i>
La charge q sur une bande =	1,67	<i>m</i>

III.7.1.1. Solive de plancher terrasse :

a) Condition de flèche :

	$f_{adm} = \frac{L}{250}$	1,54	<i>cm</i>
<u>ELS :</u>	$q_s = G + Q$	389	<i>kG/m²</i>
	$q = q_s * Esp$	480,415	<i>kG/m</i>
	$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times q \times l^3}{384 \times E}$	421,67	<i>cm⁴</i>
<u>Choix profilé</u> <u>IPE 140</u>	profile acquis?	Condition vérifié	

b) Vérification de flèche :

$f_{adm} = \frac{L}{250}$	1,54	<i>cm</i>
$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y}$	1,2	<i>cm</i>
$f_{max} \leq f_{adm}$	Condition vérifié	

c) Class de la section transversale

<u>Semelle:</u>	$c = \frac{b}{2}$	36,5	<i>mm</i>
	$\frac{c}{t_f} =$	5,29	
	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	Class 1	
<u>Ame :</u>	$\frac{d}{t_w} =$	23,88	
	$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	Class 1	

Section Global :

Class 1

Calcul de Poids :

G :		
G = G+g	301,9	kG/m ²
Q :		
Q _{pondère} = 1,35×G+1,5×Q	557,57	kG/m ²
Q _{Esp} =	6,9	kN/m

d) Vérification résistance (effort tranchant) :

$$V_{sd} = \frac{q_y \times l}{2} \qquad \qquad \qquad \mathbf{13,25} \qquad \text{kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{94,24} \qquad \text{kN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} ?$$

Condition vérifié

e) Condition de résistance (moment fléchissant):

$$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} \qquad \qquad \qquad \mathbf{12,72} \qquad \text{kN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{18,88} \qquad \text{kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{ply}$$

Condition vérifié

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE140

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	d	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm
							x10 ²	x10 ⁴		x10 ³	x10 ³	x10
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	541	112,2	77,3	88,3	5,74

III.7.1.2. Solive pour console :

<u>Chargement :</u>				<u>Charge linéaire :</u>			
				NBR		1	
G =	509	kG/m ²		∑ G =	509	kG/m ²	
GS =	0	kG/m ²		G totale =	850,03	kG/ml	
				Band		1,67	
Q =	350	kG/m ²		∑ Q =	350	kG/m ²	
				Q totale =	584,5	kG/ml	
<u>Pondérée :</u>				<u>Non Pondérée :</u>			
<u>ELU:</u>	1,35×G+1,5×Q	2024,3	kG/ml	<u>ELS:</u>	G+Q	1434,53	kG/ml
		20,25	kG/cml			14,35	kG/cml

	$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times q \times l^3}{384 \times E}$	3906,39	<i>cm⁴</i>
<u>Choix profilé</u>	<u>IPE 270</u>		
	profile acquis?	Condition vérifié	

a) Vérification de flèche :

$f_{adm} = \frac{L}{250}$	2,24	<i>cm</i>
---------------------------	-------------	-----------

$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y}$	1,52	<i>cm</i>
---	-------------	-----------

$f_{max} \leq f_{adm}$	Condition vérifié	
------------------------	--------------------------	--

b) Class de section

<u>Semelle:</u>	$c = \frac{b}{2}$	67,5	<i>mm</i>
-----------------	-------------------	-------------	-----------

$\frac{c}{t_f} =$	6,62	
-------------------	-------------	--

$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	Class 1	
------------------------------------	----------------	--

<u>Ame :</u>	$\frac{d}{t_w} =$	33,28	
--------------	-------------------	--------------	--

$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	Class 1	
------------------------------------	----------------	--

<u>Section Global</u>	Class 1		
-----------------------	----------------	--	--

c) Condition de résistance

G :		
G =G+g	545,1	<i>kG/m²</i>
Q:		
q =	350	<i>kG/m²</i>
ELU :		
1,35×G+1,5×Q	1260,89	<i>kG/m²</i>
Q =	21,06	<i>kN/m</i>

d) Vérification de résistance :

$V_{sd} = \frac{q_y \times l}{2}$	58,97	<i>kN</i>
-----------------------------------	--------------	-----------

$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	273,09	
---	---------------	--

$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} ?$	Condition vérifié	
--------------------------------------	--------------------------	--

e) Condition de résistance :

$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8}$	82,56	<i>kN.m</i>
-------------------------------------	--------------	-------------

$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$	103,4	<i>kN.m</i>
--	--------------	-------------

$$M_{sd} \leq M_{ply}$$

Condition vérifié

Tableau III.3: Caractéristiques du profilé IPE270

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	d	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm
							x10 ²	x10 ⁴		x10 ³	x10 ³	x10
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	5790	219,6	429	484	11,2

Tableau III.4: Identification des solives.

Identification :	Element :
S1	Solive de plancher courant :
S2	Solive de plancher terrasse inclinée (1+2) versants:
S3	Solive de plancher terrasse inclinée (4) versants :
S4	Solive pour console inclinée (1+2) versants:

Tableau III.5: Vérification de flèche.

Identification :	Profilé :	Q _{ELU} :	Q _{ELS} :	f _{max} :	f _{adm} :
S1	IPE 200	15,31	10,63	1,88	1,94
S2	IPE 180	7,93	5,45	1,42	1,94
S3	IPE 140	18,42	12,84	0,74	1,07
S4	IPE 200	20,25	14,35	1,52	2,24

Tableau III.6: Vérification des sollicitations

Identification :	Class :	V _{sd}	V _{pl,Rd}	M _{sd}	M _{ply}
S1	Class I	37,13	172,69	45,02	47,13
S2	Class I	19,24	138,77	23,32	35,55
S3	Class I	24,5	94,24	16,3	18,88
S4	Class I	26,72	172,69	37,4	47,13

Tableau III.7: Caractéristiques des profilés des solives

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	d	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm
							x10 ²	x10 ⁴		x10 ³	x10 ³	x10
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	1943	159,0	194	221	8,26
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	1317	146,0	146	166	7,42
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	541	112,2	77,3	88,3	5,74
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	1943	159,0	194	221	8,26

Donc, on remarque que les profilés qui ont été choisis répondent à toutes les Conditions du code CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.7.2. Pré dimensionnement des poutres :

- Données de tous les poutres :

Poutre principale intermédiaire terrasse:

Surcharge permanente(G) =	289	<i>kG/m²</i>
Poids de solive (G) =	12,9	<i>kG/m²</i>
Nombre de solives =	3	
Surcharge d'exploitation(Q) =	100	<i>kG/m²</i>
Longueur =	4,85	<i>m</i>
La charge q sur une bande de	3,3	<i>m</i>

Poutre pour console:

Surcharge permanente(G) =	509	<i>kG/m²</i>
Poids de solive (G) =	36,1	<i>kG/m²</i>
Nombre de solives =	1	
Surcharge d'exploitation(Q) =	350	<i>kG/m²</i>
Longueur =	1,67	<i>m</i>
La charge q sur une bande de	5,6	<i>m</i>

III.7.2.1. Poutre principale intermédiaire terrasse :

<u>Chargement :</u>				<u>Charge linière :</u>			
				NBR		3	
G =	289	<i>kG/m²</i>		∑ G =	327,7	<i>kG/m²</i>	
GS =	12,9	<i>kG/m²</i>		G totale =	1081,41	<i>kG/ml</i>	
				Band		3,3	
Q =	100	<i>kG/m²</i>		∑ Q =	100	<i>kG/m²</i>	
				Q totale =	330	<i>kG/ml</i>	
<u>Pondérée :</u>				<u>Non Pondérée:</u>			
<u>ELU:</u>	1,35×G+1,5×Q	1954,91	<i>kG/ml</i>	<u>ELS:</u>	G+Q	1411,41	<i>kG/ml</i>
		19,55	<i>kG/cml</i>			14,12	<i>kG/cml</i>

$$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times q \times l^3}{384 \times E} \quad \mathbf{2497,01} \quad \mathbf{cm^4}$$

Choix profilé IPE 220 profile acquis?

Condition vérifié

a) Vérification de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \qquad \qquad \qquad \mathbf{1,94} \qquad \text{cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \qquad \qquad \qquad \mathbf{1,75} \qquad \text{cm}$$

$$f_{max} \leq f_{adm} \qquad \qquad \qquad \text{Condition vérifié}$$

b) Class de section

Semelle: $c = \frac{b}{2} \qquad \qquad \qquad \mathbf{55} \qquad \text{mm}$

$$\frac{c}{t_f} = \qquad \qquad \qquad \mathbf{5,98}$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \qquad \qquad \qquad \text{Class 1}$$

Ame : $\frac{d}{t_w} = \qquad \qquad \qquad \mathbf{30,11}$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \qquad \qquad \qquad \text{Class 1}$$

Section Global: **Class 1**

c) Condition de résistance

G :		
G =G+g	315,2	kG/m ²
Q:		
q =	100	kG/m ²
ELU :		
1,35×G+1,5×Q	575,52	kG/m ²
Q =	19,01	kN/m

d) Vérification de résistance :

$$V_{sd} = \frac{q_y \times l}{2} \qquad \qquad \qquad \mathbf{46,1} \qquad \text{kN}$$

$$A_v = A - 2b * t_f + (t_w + 2r)t_f \qquad \qquad \qquad \mathbf{1591,08} \qquad \text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{195,87} \qquad \text{kN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} ? \qquad \qquad \qquad \text{Condition vérifié}$$

e) Condition de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} \qquad \qquad \qquad \mathbf{55,9} \qquad \text{kN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{60,98} \qquad \text{kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{ply} \qquad \qquad \qquad \text{Condition vérifié}$$

Tableau III.8: Caractéristiques du profilé IPE240

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	d	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm
							x10 ²	x10 ⁴		x10 ³	x10 ³	x10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	3892	190,4	324	367	9,97

III.7.2.2. Poutre de console :

<u>Chargement :</u>				<u>Charge linière :</u>			
				NBR		1	
G =	509	kG/m ²		∑ G =	545,1	kG/m ²	
GS =	36,1	kG/m ²		G totale =	3052,56	kG/ml	
				Band	5,6		
Q =	350	kG/m ²		∑ Q =	350	kG/m ²	
				Q totale =	1960	kG/ml	
<u>Pondérée :</u>				<u>Non Pondérée:</u>			
<u>ELU:</u>	1,35×G+1,5×Q	7060,96	kG/ml	<u>ELS:</u>	G+Q	5012,56	kG/ml
		70,61	kG/cml			50,13	kG/cml

$$I_y \geq \frac{250 \times q \times l^3}{8 \times E} \quad \quad \quad \mathbf{361,92} \quad \text{cm}^4$$

Choix profilé IPE 270

profile acquis?

Condition vérifié

a) Vérification de flèche :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \quad \quad \quad \mathbf{0,67} \quad \text{cm}$$

$$f_{max} = \frac{q \times l^4}{8 \times E \times I_y} \quad \quad \quad \mathbf{0,05} \quad \text{cm}$$

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad \quad \quad \text{Condition vérifié}$$

b) Class de section

Semelle: $c = \frac{b}{2} \quad \quad \quad \mathbf{67,5} \quad \text{mm}$

$$\frac{c}{t_f} = \quad \quad \quad \mathbf{6,62}$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \quad \quad \text{Class 1}$$

Ame : $\frac{d}{t_w} = \quad \quad \quad \mathbf{33,28}$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \quad \quad \text{Class 1}$$

Section Global : **Class 1**

c) Condition de résistance

G :		
G =G+g	545,1	kG/m ²
Q:		
q =	350	kG/m ²
ELU :		
1,35×G+1,5×Q	1260,89	kG/m ²
Q =	70,62	kN/m

d) Vérification de résistance :

$$V_{sd} = \frac{q_y \times l}{2} \quad \mathbf{58,97} \quad kN$$

$$A_v = A - 2b * t_f + (t_w + 2r)t_f \quad \mathbf{2209,32} \quad mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \mathbf{136,55} \quad kN$$

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} ? \quad \mathbf{\text{Condition vérifié}}$$

e) Condition de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{2} \quad \mathbf{24,62} \quad kN.m$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} \quad \mathbf{103,4} \quad kN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{ply} \quad \mathbf{\text{Condition vérifié}}$$

Tableau III.9: Caractéristiques du profilé IPE270

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	d	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm
							x10 ²	x10 ⁴		x10 ³	x10 ³	x10
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	5790	219,6	429	484	11,2

Tableau III.10: Identification des poutres.

Identification :	Elément :
P1	Poutre principale de rive terrasse :
P2	Poutre principale de rive terrasse inclinée (1+2) versants:
P3	Poutre principale de rive terrasse inclinée (4) versants :
P5	Poutre principale de rive étage courant:
P6	Poutre principale intermédiaire étage:
P7	Poutre principale intermédiaire terrasse inclinée (1+2) versants:
P8	Poutre pour console inclinée (1+2) versants:

Tableau III.11: Vérification de flèche

Identification :	Profilé :	QELU:	QELS :	fmax :	fadm :
P1	IPE 220	19,55	14,12	1,75	1,94
P2	IPE 300	30,57	22,1	1,55	2,22
P3	IPE 180	21,57	15,56	0,87	1,32
P5	IPE 360	54,05	38,69	1,46	2,24
P6	IPE 360	55,92	40,08	1,51	2,24
P7	IPE 300	29,9	21,61	1,58	2,24
P8	IPE 200	31,95	23,04	0,55	0,668

Tableau III.12: Vérification des sollicitations

Identification :	Class :	V _{sd}	V _{pl,Rd}	M _{sd}	M _{ply}
P1	Class I	46,1	195,87	55,9	60,98
P2	Class I	82,19	316,75	113,83	134,25
P3	Class I	35,03	138,77	28,9	35,55
P5	Class I	154,82	433,43	216,74	217,7
P6	Class I	154,82	433,43	216,74	217,7
P7	Class I	81,23	316,75	113,72	134,25
P8	Class I	26,68	86,35	44,56	47,13

Tableau III.13: Caractéristiques des profilés

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	d	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm
							x10 ⁻²	x10 ⁴		x10 ³	x10 ³	x10
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	2772	177,6	252	285	9,11
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	8356	248,6	557	628	12,5
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	1317	146,0	146	166	7,42
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	16270	298,6	904	1019	15,0
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	16270	298,6	904	1019	15,0
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	8356	248,6	557	628	12,5
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	1943	159,0	194	221	8,26

On remarque que les profilés qui ont été choisis répondent à toutes les Conditions du code CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

III.7.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en I ou en H qui reçoivent les charges et les transmettent aux fondation Ils sont soumis à la compression.

Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage.

Le hauteur de la structure est de **18.134 m**, Donc on doit prendre une union deux partie de poteau de : **(12 + 6.134) m**.

Il-y-a poteau de rive (cotée) et poteau intermédiaire qui prend au plus de charge que le derbies.

Le poteau le plus sollicité : Le poteau de RDC avec : **S = 19.50 m²**.

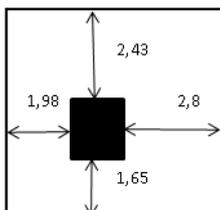


Figure III.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

III.7.4.1. Chargement :

Tableau III.14 : Les charges reprisent par le poteau le plus sollicité.

Charge		équations (G)[Poids]		équations (Q)[Poids]	
Plancher terrasse		G×S		Q×S	
Poutres terrasse		$(L_{el}/2) \times pout_D + (L_{el}/2) \times pout_G$			
Solives sur poteau terrasse		$(L_{el}/2) \times sol_D + (L_{el}/2) \times sol_G$			
Solives sur poutre terrasse		$((2 \times L_{el}/2) \times sol_D) + ((2 \times L_{el}/2) \times sol_G)$			
Plancher étage		G×S		Q×S	
Poutres étage		$(L_{el}/2) \times (pout_D + (mur_{int.el} \times H)) + (L_{el}/2) \times (pout_G + (mur_{int.el} \times H))$			
Polives sur poteau étage		$(L_{el}/2) \times (sol_D + (mur_{int.el} \times H)) + (L_{el}/2) \times (sol_G + (mur_{int.el} \times H))$			
Solives sur poutre étage		$((2 \times L/2) \times sol_D) + ((2 \times L/2) \times sol_G)$			
Poteau au-dessus étage		(pot×H)			
Nbr	La charge	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Nbr×G (KN/m ²)	Nbr×Q (KN/m ²)
1	plancher terrasse	5636,2	2925,36	5636,2	2925,4
1	poutres terrasse	201,72		201,72	
1	solives sur poteau terrasse	171,97		171,97	
1	solives sur poutre terrasse	343,93		343,93	
4	plancher étage	9926,73	1950,24	39707	7801
4	poutres étage	2174,43		8697,7	
4	solives sur poteau étage	1727,8		6911,2	
4	solives sur poutre étage	213,53		854,12	
3	poteau au-dessus étage	143,82		431,46	
	Σ			62955	10726

Nbr : Nombres d'étages.

Int : intérieur

G, D : signification pour gauche et droite.

a) Charge des poteaux :

Le profilé **HEA200**, vérifié tous les conditions.

Tableau III.15 : Caractéristiques du profilé HEA240.

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	d	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm
							x10 ²	x10 ⁴		x10 ³	x10 ³	x10
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	3692	134	388,6	429,5	8,28

b) Calcul du moment sollicitant :

$$N_{sdy} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q .$$

$$N_{sdy} = 101079 \text{ kG/m} = 1010.8 \text{ kN/m}.$$

III.7.4.2. Condition de résistance:

On doit vérifier que : $N_{sdy} \leq N_{crdy}$ Avec :

$$N_{crdy} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1,0$ pour les sections de classes 1 et classes 2.

X_{lt} : Est le facteur de réduction pour le déversement. $X_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2}\right)}$ Mais $X_{lt} \leq 1$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5[1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_K} \right]$$

$\lambda = L_f / i$, avec : $L_f = L \times 0.5$ (encasté-encasté) avec : $i = 82.8 \text{ mm}$.

Un poteau de $(12 + 6.134) \text{ m}$ vas subdivisée selon les hauteurs d'étages de 3.4 m pour chaque un.

$$L_f = 3,4 \times 0.5 = 1,7 \text{ m}.$$

$$\lambda = 1,7 / 0,0828 = 20,54$$

$$\lambda_K = 93,9 * \varepsilon \rightarrow \bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{20,54}{93,9} \right] = 0,22$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,219 - 0,2) + 0,219^2] = 0,53$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\left(0,53 + \sqrt{0,53^2 - 0,22^2}\right)} = 0,99$$

$$N_{crdy} = \frac{0,99 \times 1 \times 53,8 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 1137,87 \text{ KN}$$

$1010.8 \leq 1137,87 \rightarrow$ Condition vérifié.

Le Poteau **HEA200** est acceptable.

IV.1. Introduction :

Des vibrations horizontales sur n'importe quelle structure sur la croûte terrestre, et sur toute construction bâtie, sont générées par des mouvements, frottements des failles des plaques tectoniques.

Ces actions sismiques imposent aux fondations la manifestation de mouvements essentiellement horizontaux. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est de déterminer des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Norme utilisée: *RPA 99 v 2003*, dit (*D.T.R-B.C-2.48*), Règles Parasismiques Algériennes *RPA 99 / VERSION 2003*, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- La méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera auto choisir par le logiciel **CYPECAD** selon la méthode d'analyse Dynamique modal spectral (*RPA 99 / v 2003, 4.3*).

IV.2. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci

Étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3. Critères de classification par le RPA99 version2003 :

IV.3.1. Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune. [6]

- **ZONE 0** : Sismicité négligeable.
- **ZONE I** : Sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : Sismicité moyenne.
- **ZONE III** : Sismicité élevée.

IV.3.2. Classification de l'ouvrage :

D'après la carte et le tableau cité précédemment : Tlemcen situe dans une zone de faible sismicité zone I. La classification des ouvrages se fait aussi sur l'importance de l'ouvrage sécuritaire, socio-économique.

- **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.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

L'ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage de moyenne importance, *groupe 2*, Le site est meuble donc il est classé en catégorie *S3*.

IV.4. Analyse dynamique de la structure :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV.4.1. Modélisation de la structure :

Le logiciel **CYPECAD**, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet de modéliser la structure virtuellement. Cette étape sera suivie d'un certain nombre de tâches permettant d'appréhender au maximum le modèle numérique et aussi le comportement de la structure.

IV.4.1.1. Etapes de la modélisation de la structure :

- Par default **CypeCad** utilise comme d'unités (T, m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux et sections
- Définition des charges à appliquer.
- Le spectre, Les combinaisons des charges, Les conditions aux limites, auto générer par le **CypeCad**.
- Analyse numérique de la structure.

IV.5. Données générales de séisme :

Caractérisation de l'emplacement :

Sismicité (*zone*) (*RPA 99 / v 2003*): Faible (*I*)

Type de sol (*RPA 99 / v 2003, 3.3*): Meuble (*S3*)

Critère « q »	Pq	
	suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	$Q_x = 1,20$	$Q_y = 1,20$

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

Système structural :

R_X : Coefficient de comportement (X) (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.3) $R_X : 4.00$

R_Y : Coefficient de comportement (Y) (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.3) $R_Y : 4.00$

Importance de l'ouvrage (RPA 99 / v 2003, 3.2) : Groupe 2

Paramètres de calcul :

Nombre de modes de vibration qui interviennent dans l'analyse : Selon la norme : 65.00

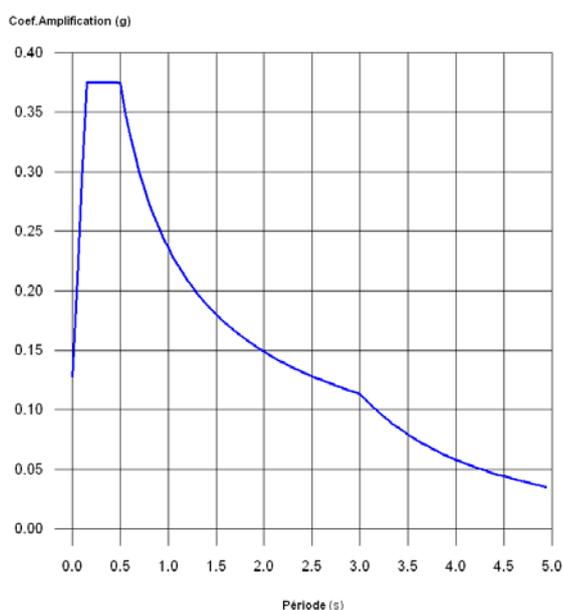
Fraction de charge d'exploitation : 0.20

Facteur multiplicateur du spectre : 1.00

Directions d'analyse : Action sismique selon X et Action sismique selon Y.

IV.6. Spectre de calcul :

IV.6.1. Spectre élastique d'accélération :



Coefficient. Amplification:

$$S_{ae} = (1.25 \cdot A) \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5 \cdot \eta \cdot Q - 1) \right) \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$S_{ae} = 2.5 \cdot \eta \cdot (1.25 \cdot A) \cdot Q \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$S_{ae} = 2.5 \cdot \eta \cdot (1.25 \cdot A) \cdot Q \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$S_{ae} = 2.5 \cdot \eta \cdot (1.25 \cdot A) \cdot Q \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \quad T > 3.0s$$

La valeur maximale des ordonnées spectrales est 0.375 g.

RPA 99 / v 2003 (4.3.3)

Figure IV.1 : Spectre élastique d'accélération

- **Paramètres nécessaires pour la définition du spectre :**

A: Coefficient d'accélération horizontale de zone (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.1) $A : 0.10$

Sismicité (zone) (RPA 99 / v 2003, 3.1 et Fig 3.1): Faible (I)

Importance de l'ouvrage (RPA 99 / v 2003, 3.2): Groupe 2

η : Facteur de correction d'amortissement (RPA 99 / v 2003, 4.2.3) $\eta : 1.00$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.2) $\xi : 5.00 \%$

Q: Facteur de qualité (RPA 99 / v 2003, 4.2.3 et Tableau 4.4) $Q : 1.20$

T_1 : Période caractéristique associée au site (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.7) $T_1 : 0.15$

T_2 : Période caractéristique associée au site (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.7) $T_2 : 0.50$

IV.6.2. Spectre de conception des accélérations :

Le spectre de conception sismique s'obtient en réduisant le spectre élastique par le coefficient (R) correspondant à chaque direction d'analyse.

Figure IV.2 Spectre de conception selon X

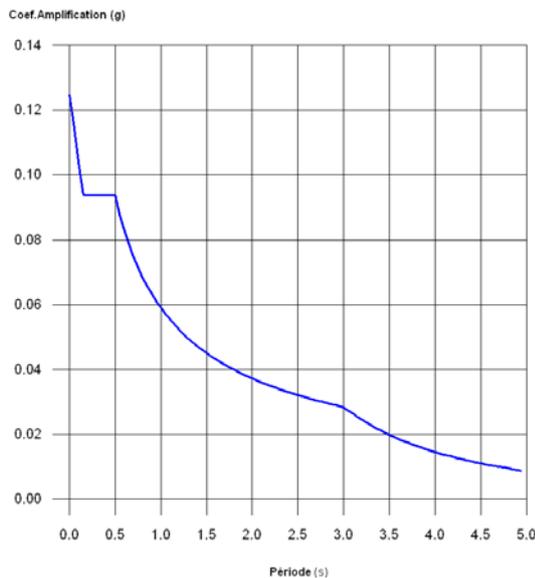
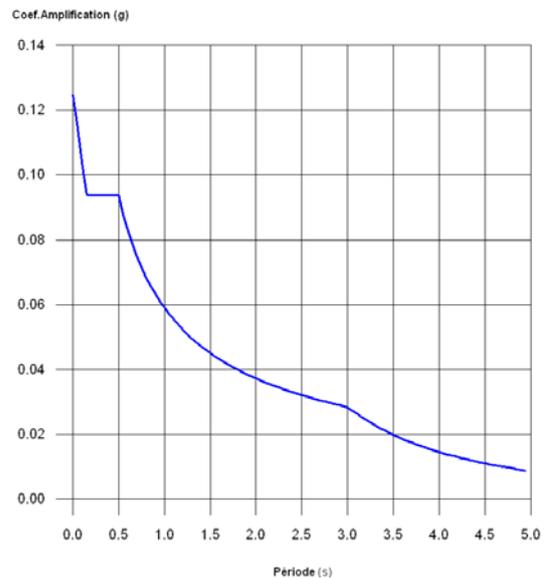


Figure IV.3 Spectre de conception selon Y



IV.7. Caractéristiques dynamiques de la structure :

T: Période de vibration en secondes.

L_x, L_y: Coefficients de participation normalisés dans chaque direction de l'analyse.

M_x, M_y: Pourcentage de masse déplacée pour chaque mode dans chaque direction de l'analyse.

R: Relation entre l'accélération de calcul en utilisant la ductilité attribuée à la structure et l'accélération de calcul obtenue sans ductilité.

A: Accélération de calcul, en incluant la ductilité.

D: Coefficient du mode. Équivaut au déplacement maximum du degré de liberté dynamique.

Tableau IV.2 : Caractéristiques dynamiques de la structure

Mode	T	L _x	L _y	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
Mode 1	0.777	0.0546	0.9985	0.17 %	53.11 %	R = 4	R = 4
						A = 0.686 m/s ²	A = 0.686 m/s ²
						D = 10.4816 mm	D = 10.4816 mm
Mode 2	0.577	0.9967	0.0812	9.81 %	0.06 %	R = 4	R = 4
						A = 0.837 m/s ²	A = 0.837 m/s ²
						D = 7.05597 mm	D = 7.05597 mm
Mode 3	0.554	0.6298	0.7768	1.73 %	2.46 %	R = 4	R = 4
						A = 0.859 m/s ²	A = 0.859 m/s ²
						D = 6.67926 mm	D = 6.67926 mm
,	,	,	,	,	,	,	,

Mode	T	L _x	L _y	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
,	,	,	,	,	,	,	,
,	,	,	,	,	,	,	,
Mode 65	0.129	0.9994	0.0355	10.61 %	0.01 %	R = 4	R = 4
						A = 0.964 m/s ²	A = 0.964 m/s ²
						D = 0.40614 mm	D = 0.40614 mm
Total				96.32 %	95.81 %		

- Représentation des périodes modales

Figure IV.4 : Zone de spectre de conception selon X

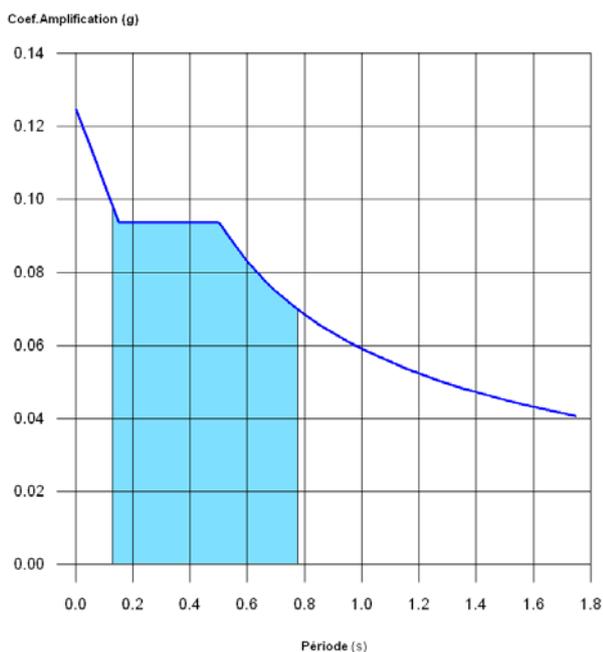
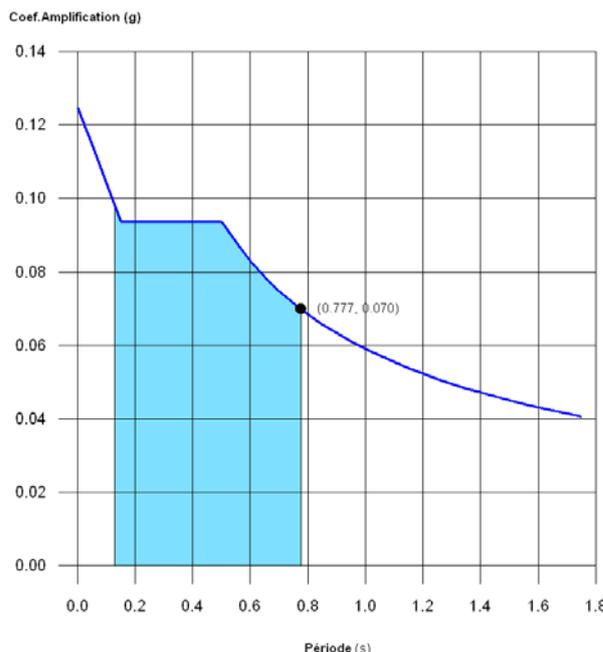


Figure IV.5 : Zone de spectre de conception selon Y



Est représenté l'intervalle de périodes compris dans les modes étudiés, avec indication des modes dans lesquels plus de 30% de la masse est déplacée:

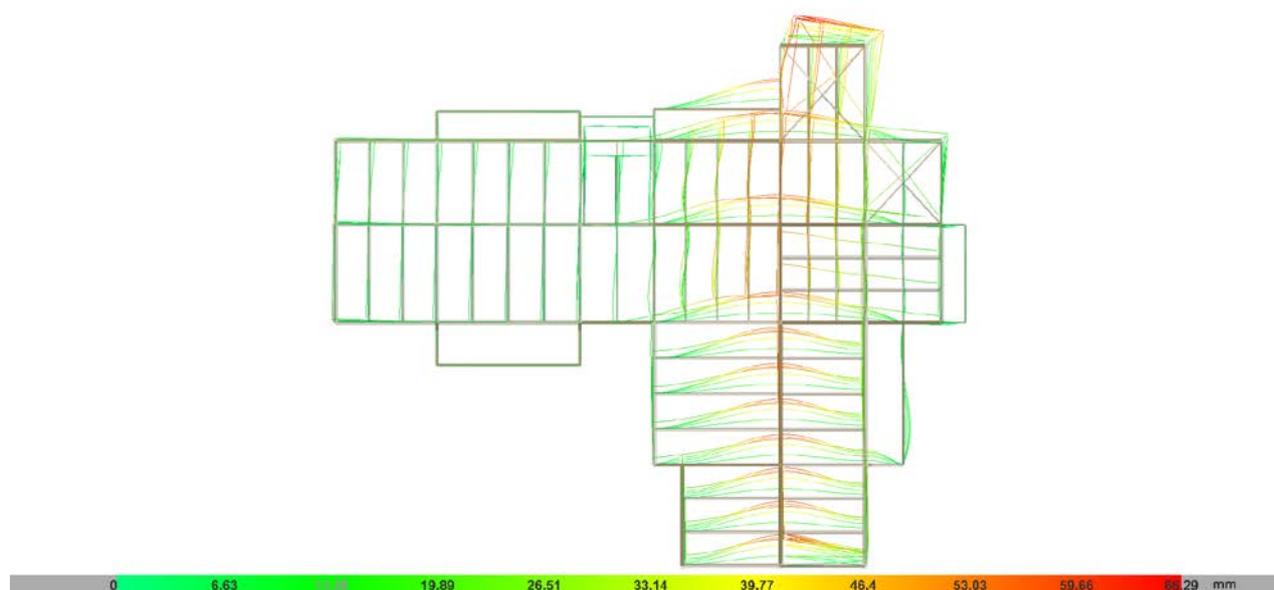


Figure IV.6 : Mode 1 projection Y (échelle 20).

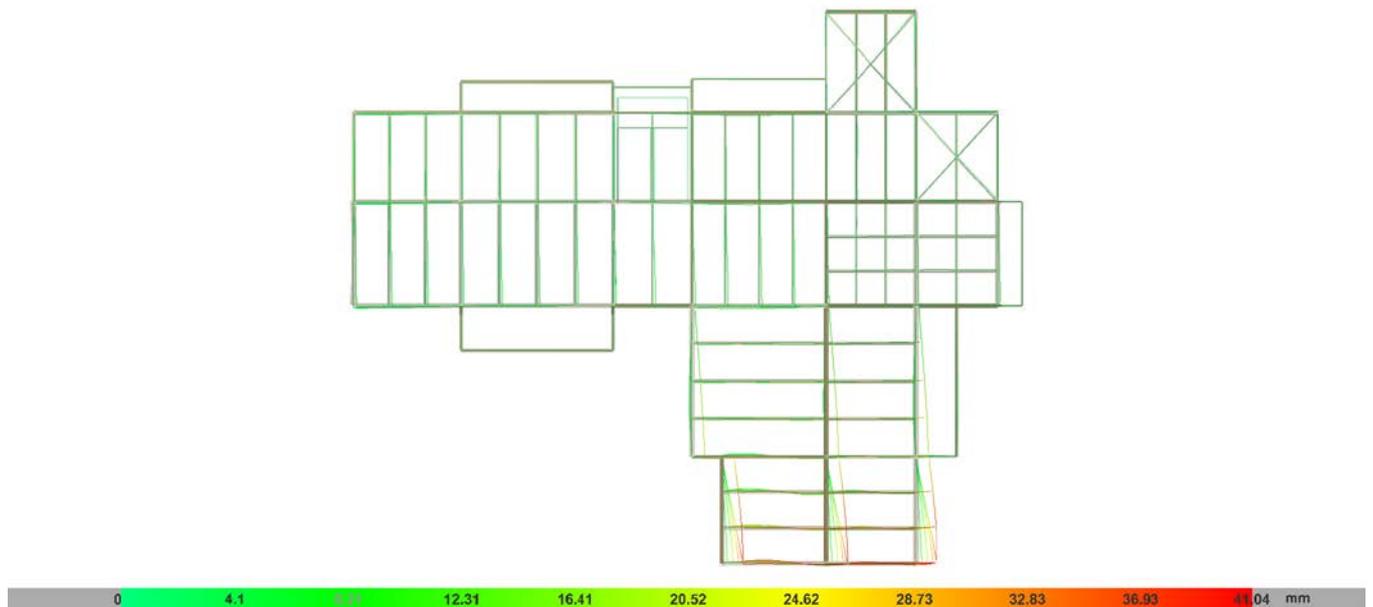


Figure IV.7 : Mode 2 projection X (échelle 20).

IV.8. Vérification de la structure :

IV.8.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale obtenu par le logiciel **CYPECAD** : $T = 0,777 \text{ s}$.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T_{(x,y)} = 0.09 \cdot h_N / \sqrt{(D)}. \quad T_{\text{emp}} = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau 'N'.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans ce cas : $C_T = 0,050$.

$$T_{\text{emp}(X,Y)} = 0,44 \text{ s}.$$

Donc $T = 0,777 \text{ s} > 130 \% \times T_{\text{emp}(X,Y)} = 0,572 \text{ s}$.

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grand que le période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible, sachant que nous avons eu de mal à ajouter des contreventements pour le bon fonctionnement de la structure (bâtiment).

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

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

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0s.$$

$$D_x = D_y = 2,5.$$

IV.8.2. Calcul du poids total de la structure :

W : Poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}.$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W : Poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus **20%** de charges d'exploitation (R.P.A 99 v.2003).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5).

Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0,2$.

Le poids de chaque niveau est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Poids totale de la structure.

NIVEAU	$W_{Gi}(Kn)$	$W_{Qi}(Kn)$	$0,2 \times W_{Qi}(Kn)$	$W_i(Kn)$
1 ^{er} étage	1614,32	759,5	151,9	1766,22
2 ^{ème} étage	1614,32	759,5	151,9	1766,22
3 ^{ème} étage	1614,32	759,5	151,9	1766,22
4 ^{ème} étage	1614,32	759,5	151,9	1766,22
Toiture	944,14	268,34	53,67	997,81
			$\sum_{i=1}^n W_i$	8062,69

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = \mathbf{8062.69 \text{ kN}}$$
 d'où une masse totale de **806.27 T**.

IV.8.3. Calcul des surfaces de la structure :

S_1, S_2, S_3, S_4 : Sont les surfaces correspondantes à chaque niveau.

S_5 : surface de la terrasse.

$$S_1 = S_4 = S_2 = S_3 = \mathbf{292.66 \text{ m}^2}$$

$$S_5 = \mathbf{300,77 \text{ m}^2}$$

- **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 .

$V_t < 80\% * V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Tableau IV.4 : Comparaison de V_{dyn} t avec $80\% V$.

	V_{dyn} t (KN)	V (KN)	80% V (KN)	Vt > 80% V
V_x	608	604.7	483.76	Vérifiée
V_y	608	604.7	483.76	Vérifiée

IV.8.4. 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).

Le déplacement relative au niveau " k " par rapport au niveau " $k-1$ " est auto générer par **CypeCad** autant qu'une valeur de « D » égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent 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 ce déplacement est limité à la valeur $H_{étage}/100$.

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes : $G+Q+E$.

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

Niveau	$H_{étage}/100$	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$H_{étage}/100$ (cm)	Observation
RDC	3,4	0	0	0,196	3,4	Condition vérifié
1^{ère} étage	3,4	0,262	1,048	0,393	3,4	Condition vérifié
2^{ème} étage	3,4	0,524	2,096	0,589	3,4	Condition vérifié
3^{ème} étage	3,4	0,786	3,144	0,786	3,4	Condition vérifié
4^{ème} étage	3,4	1,048	4,192	0,982	3,4	Condition vérifié
Toiture	1,134	1,048	4,192	1,048	1,134	Condition vérifié

IV.8.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_{kx} \times h_k} \leq 0,10$.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». $\Sigma(W_{Gi} + \beta W_{qi})$.

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 ».

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

Niveau	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	H_k	θ	Observation
RDC	9060,49	0,196	608	340	0,00861	Condition vérifié
1 ^{ère} étage	7294,27	0,393	608	340	0,01386	Condition vérifié
2 ^{ème} étage	5528,05	0,589	608	340	0,01576	Condition vérifié
3 ^{ème} étage	3761,83	0,786	608	340	0,01430	Condition vérifié
4 ^{ème} étage	1995,61	0,982	608	340	0,00948	Condition vérifié
Toiture	997,80	1,048	608	113,4	0,01516	Condition vérifié

V.1. Introduction :

Il semble que les ossatures métalliques sont moins couteuses, très rigides pour les solutions des structures a étages élevée ajoutant des contreventements pour stabilisation contre (*vent, séisme*)

Les principaux éléments sont les éléments porteurs (*poteau, poutre*) et les contreventements, m'union des ces composants résistent parfaitement contre les charges soit horizontales ou verticales ou les deux au même temps.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-dessous des limites admissibles selon le normes de *CCM-97*.

Les combinaisons (cas défavorable) sont auto générer par le **CypeCad**,

- **Données général :**

Ces données sont généralement des constant ou des significations qu'ils sont en commun avec tous les pièces considérer.

Le logiciel **CypeCad** Donne les valeurs suivant selon le cas plus défavorable :

Les combinaisons : PP+G+Q+1.2E(X,Y).

Module de Young	$E =$	210000	N/mm^2
Coefficient partiel de sécurité du matériau	$\gamma M0 =$	1,1	
	$\gamma M1 =$	1,1	
	$\gamma M2 =$	1,25	
limite d'élasticité minimale spécifiée	$f_y =$	235	N/mm^2
résistance à la traction minimale spécifiée	$f_u =$	360	N/mm^2
	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	1	

V.2. Dimensionnement des solives:

Les solives sont des poutrelles en *IPE* qui travaillent à la flexion simple.

V.2.1. Données :

Solive de plancher terrasse :

$$M_{sd} = \quad \quad \quad \mathbf{12,92} \quad \quad \quad kN.m$$

$$V_{sd} = \quad \quad \quad \mathbf{18,65} \quad \quad \quad kN$$

solive pour console :

$$M_{sd} = \quad \quad \quad \mathbf{29,99} \quad \quad \quad kN.m$$

$$V_{sd} = \quad \quad \quad \mathbf{26,27} \quad \quad \quad kN$$

V.2.2. Solive de plancher terrasse :

V.2.2.1. La class du profilé :

Profilé :	IPE 140		
Semelle:	$c = \frac{b}{2}$	36,5	mm
	$\frac{c}{t_f} =$	5,29	
	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	Class I	
Ame :	$\frac{d}{t_w} =$	23,88	
	$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	Class I	
Section Global :		Class I	

V.2.2.2. Vérification d la résistance (Moment fléchissant) :

$$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad 18,88 \quad kN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{ply} \quad \text{Condition vérifié}$$

V.2.2.3. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant) :

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f \quad 761,63 \quad mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v z \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad 94,24 \quad kN$$

$$V_{sd} = 0.5 \times V_{pl,Rd} \quad \text{Condition vérifié}$$

V.2.3. Solive pour console :

V.2.3.1. La class du profilé :

Profilé :	IPE 270		
Semelle:	$c = \frac{b}{2}$	67,5	mm
	$\frac{c}{t_f} =$	6,62	
	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	Class I	
Ame :	$\frac{d}{t_w} =$	33,28	
	$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	Class I	

Section Global :

Class I

V.2.3.2. Vérification d la résistance (Moment fléchissant) :

$$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \quad \quad \mathbf{103,4} \quad \quad kN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{ply} \quad \quad \quad \mathbf{Condition\ vérifié}$$

V.2.3.3. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant) :

$$A_v = A - 2b t_{f+} (t_w + 2r) t_f \quad \quad \quad \mathbf{2209,32} \quad \quad mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v z \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \quad \quad \mathbf{273,09} \quad \quad kN$$

$$V_{sd} = 0.5 \times V_{pl,Rd} \quad \quad \quad \mathbf{Condition\ vérifié}$$

Tableau V.1 : Identification des solives

Identification :	Element :	Profilé :
S1	Solive de plancher courant :	IPE 200
S2	Solive de plancher terrasse inclinée (1+2) versants:	IPE 180
S3	Solive de plancher terrasse inclinée (4) versants :	IPE 140
S4	Solive pour console inclinée (1+2) versants:	IPE 200

Tableau V.2 : Les sollicitations appliquées

Identification :	Class :	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	V _{pl,Rd}
S1	Class I	29,85	47,13	28,46	172,69
S2	Class I	20,52	35,55	16,57	138,77
S3	Class I	6	18,88	15,73	94,24
S4	Class I	27,47	47,13	50,47	172,69

V.3. Dimensionnement des poutres :

V.3.1. Données :

Poutre principale intermédiaire terrasse:

$$M_{sd} = \quad \quad \mathbf{51,86} \quad \quad kN.m$$

$$V_{sd} = \quad \quad \mathbf{53,87} \quad \quad kN$$

poutre pour console:

$$M_{sd} = \quad \quad \mathbf{46,45} \quad \quad kN.m$$

$$V_{sd} = \quad \quad \mathbf{39,68} \quad \quad kN$$

V.3.2. Poutre principale intermédiaire terrasse :

V.3.2.1. La class du profilé :

Profilé :	IPE 240		
Semelle:	$c = \frac{b}{2}$	60	mm
	$\frac{c}{t_f} =$	6,13	
	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	Class I	
Ame :	$\frac{d}{t_w} =$	30,71	
	$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	Class I	
Section Global :		Class I	

V.3.2.2. Vérification d la résistance (Moment fléchissant) :

$$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad 78,32 \quad kN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{ply} \quad \text{Condition vérifié}$$

V.3.2.3. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant) :

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f \quad 1912,76 \quad mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v z \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad 236,08 \quad kN$$

$$V_{sd} = 0.5 \times V_{pl,Rd} \quad \text{Condition vérifié}$$

V.3.3. Poutre pour console :

V.3.3.1. La class du profilé :

Profilé :	IPE 270		
Semelle:	$c = \frac{b}{2}$	67,5	mm
	$\frac{c}{t_f} =$	6,62	
	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	Class I	
Ame :	$\frac{d}{t_w} =$	33,28	

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Section Global :

Class I

Class I

V.3.3.2. Vérification d la résistance (Moment fléchissant) :

$$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \mathbf{103,4} \quad kN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{ply}$$

Condition vérifié

V.3.3.3. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant):

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f \quad \mathbf{2209,32} \quad mm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v z \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \mathbf{273,09} \quad kN$$

$$V_{sd} = 0.5 \times V_{pl,Rd}$$

Condition vérifié

Tableau V.3 : Identification des poutres

Identification :	Elément :	Profilé :
P1	Poutre principale de rive terrasse :	IPE 220
P2	Poutre principale de rive terrasse inclinée (1+2) versants:	IPE 300
P3	Poutre principale de rive terrasse inclinée (4) versants :	IPE 180
P5	Poutre principale de rive étage courant:	IPE 360
P6	Poutre principale intermédiaire étage:	IPE 360
P7	Poutre principale intermédiaire terrasse inclinée (1+2) versants:	IPE 300
P8	Poutre pour console inclinée (1+2) versants:	IPE 200

Tableau V.4 : Les sollicitations appliquées

Identification :	Class :	M _{sd}	M _{ply}	V _{sd}	V _{pl,Rd}
P1	Class I	12,78	78,32	9,85	236,08
P2	Class I	15,45	103,4	17,51	273,09
P3	Class I	5,39	35,55	0,35	138,77
P5	Class I	118,2	217,7	123,82	433,43
P6	Class I	144,436	217,7	144,114	433,43
P7	Class I	62,32	134,25	64,13	316,75
P8	Class I	25,72	26,47	49,94	119,15

V.4. Dimensionnement des contreventements :

La vibration horizontale due au séisme sur n'importe quelle structure crée des moments vulnérables de centre de gravité vers les extrémités horizontal qui sont des poteaux de rive, donc l'emplacement des contreventements

Situés entre le centre de gravité et les plus grands bras de levier possible et d'une façon parallèles et pair.

Le logiciel **Cypecad** considéré un contreventement ensemble d'un ou plusieurs tirants en (*L, round, plat*) admettant uniquement des efforts en traction dans la direction de leur axe (bi articulées) avec circuit fermée par un cadre de contreventement qui sont simplement les (*solives, poutres*) de rive ou les tirants sont articulées.

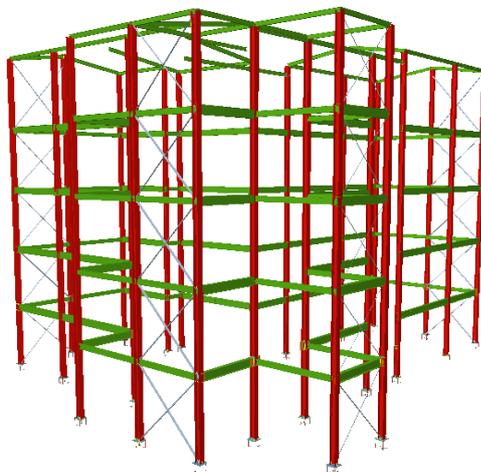


Figure V.1: Contreventement en X selon les directions (X,Y).

Profilé :	<i>L 60 x 60 x 4</i>	
$N_{sd} =$	46,91	<i>kN</i>
d(vise) =	M 12	
d(vise) =	12	<i>mm</i>
t =	4	<i>mm</i>
Nbr(boulon) =	2	

d (vise) : Diamètre minimal requis pour ce profilé.

t : Epaisseur de ce profilé.

Nbr (boulon) : Nombre minimal de boulons (vise) requis.

Tableau V.5 : Caractéristiques du profilé L 60 x 60 x 4

	G	h = b	t	r ₁	r ₂	A	z _s =y _s	I _y =I _z	W _{el,y} =W _{el,z}	i _y =i _z
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm ⁴	mm ³	mm
						x10 ²	x10	x10 ⁴	x10 ³	x10
L 60 x 60 x 4	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	15,78	3,58	1,83

V.4.1. Résistance plastique de calcul de la section brut :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \mathbf{100,6} \quad kN$$

V.4.2. Résistance plastique de calcul de section nette :

$d = d(\text{vise}) + 2\text{mm}$	14	<i>mm</i>
$A_{\text{vide}} = d \times t \times (N(\text{boulon}))$	112	<i>mm²</i>
$A_{\text{net}} = A - A_{\text{vides}}$	358,87	<i>mm²</i>
$N_{\text{net,Rd}} = A_{\text{net}} \times f_y / \gamma_{M2}$	78	<i>kN</i>

V.4.3. Résistance ultime de calcul de la section nette :

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{\text{net}} \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \mathbf{107,54} \quad \textit{kN}$$

$$N_{t,Rd} = \text{Min} (N_{u,Rd}; N_{\text{net,Rd}}; N_{pl,Rd}) \quad \mathbf{78} \quad \textit{kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

Condition vérifié

- **Pour la Vérification au voilement :**

Dans le cas d'une poutre de classe 1, 2 de nuance supérieure à 235 N/mm² alors, il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies. Donc le profilé doit vérifier la condition de rigidité de voilement.

V.5. Dimensionnement des poteaux:

En général, les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment sont soumis à la compression, avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté. Ils sont alors appelés poteaux.

Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification à la résistance au flambement

- **Données :**

$M_{sdy} =$	45,89	<i>kN.m</i>
$M_{sdz} =$	2,83	<i>kN.m</i>
$N_{sd} =$	1308,88	<i>kN</i>
$N_{pl,Rd} =$	1839,76	<i>kN</i>

Profilé : *HE 240 A*

Semelle: $c = \frac{b}{2}$ **120** *mm*

$\frac{c}{t_f} =$ **10**

$\frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon$ **Class I**

Ame : $\frac{d}{t_w} =$ **21,87**

$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$ **Class I**

Section Global : **Class I**

Tableau V.6 : Caractéristiques du profilé HEA240

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	d	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm
							x10 ²	x10 ⁴		x10 ³	x10 ³	x10
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	7763	164	675,1	744,6	10,05

• **Elancement maximal :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad \mathbf{16,92}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} \quad \mathbf{28,34}$$

Axe de flambement : $\lambda_z = Lf/i_z$

• **Elancement réduit :**

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \mathbf{93,9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \mathbf{0,31}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} > 0,2$$

Condition vérifié

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \mathbf{0,56}$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} \quad \mathbf{0,98}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \mathbf{1607,92} \quad kN$$

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} \quad \mathbf{Condition\ vérifié}$$

V.5.1. Condition de la résistance :

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad \mathbf{0,72}$$

$$a = (A - 2 \times b \times t_f) / A \quad \mathbf{0,25}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \mathbf{159073636,4} \quad N \times mm$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \mathbf{159,08} \quad kN.m$$

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] \quad \mathbf{50,91} \quad kN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd} \quad \mathbf{Condition\ vérifié}$$

V.6. Dimensionnement des escaliers :

Ce sont des profilées en charpente métallique (2 volées + 1 palier), chaque palier contient des pas (g : Giron + h : contre marche).

La relation de blondel principalement dit : $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$.

V.6.1. Données :

H (volée) =	170	<i>cm</i>
h =	18	<i>cm</i>
g =	30	<i>cm</i>
L (cloisons) =	3,4	<i>m</i>
G (cloisons) =	1,46	<i>kN/m</i>
L (palière) =	2,9	<i>m</i>
Pp (Limon) =	13,40	<i>kg/m</i>
Pp (Limon) =	0,14	<i>kN/m</i>
L (palière) =	328,72	<i>cm</i>
L (Volée) =	115	<i>cm</i>

H : la distance verticale du composant.

L : la distance horizontale du composant.

G : charge permanent du composant.

Q : charge d'exploitation du composant.

Pp : poids propre du composant.

V.6.1.1. Le nombre de contre marche :

Selon le plan architectural on a :

$n = H/h$	10	
$m = n$	10	
$L = g \times (n-1)$	270	<i>cm</i>
$\alpha = \text{arctg}(H/L)$	32,2	$^{\circ}$
$L_v = H / \sin(\alpha)$	319,03	<i>cm</i>

Ou « n » représente le nombre de marches de la 1^{ère} volée et « m » représente la volée supérieure.

L : signifié seulement le longueur de la foulée.

' α ' : angle d'inclinaison de la volée

L_v : longueur de la volée

V.6.1.2. Vérification des dimensions de la marche :

La relation de blondel principalement dit : $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

$$g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$$

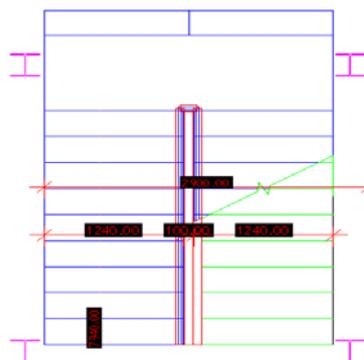


Figure V.2 : Disposition et dimensions des éléments de l'escalier.

V.6.2. Dimensionnement des éléments porteurs :

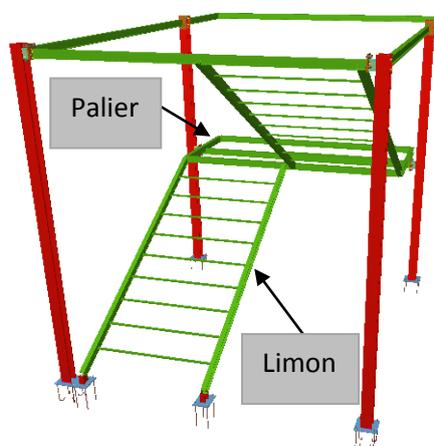


Figure V.3 : Escaliers en charpente métallique.

V.6.2.1. Cornière de marche :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières.

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

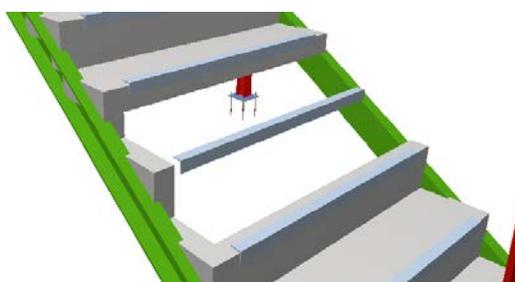


Figure V.4 : Les compositions de la marche.

Cornière de marche : $q = (G+Q) \times Esp \quad 1,13 \quad \text{kN/m}$

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \quad \mathbf{0,49} \quad cm$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times q \times l^3}{384 \times E} \quad \mathbf{31806,62} \quad mm^4$$

Profilé : L 40 x 40 x 4

Condition vérifié

Tableau V.7 : Caractéristiques du profilé L40 × 40 × 4.

	G	h = b	t	r ₁	r ₂	A	z _s =y _s	I _y =I _z	W _{el,y} =W _{el,z}	i _y =i _z
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm ⁴	mm ³	mm
						x10 ²	x10	x10 ⁴	x10 ³	x10
L 40 x 40 x 4	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21

b) Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

$$q = q(ELS) + Pp \quad \mathbf{1,15} \quad kN$$

$$f_{max} = \frac{5q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad \mathbf{3,54} \quad mm^4$$

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad \mathbf{Condition\ vérifié}$$

c) Classe du profilé L 40 x40x4

Semelle: $c = h + b / 2 \quad \mathbf{40} \quad mm$

$$\frac{c}{t_f} = \mathbf{10}$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \mathbf{Class\ I}$$

Ame : $d = h/2$

$$\frac{d}{t_w} = \mathbf{10}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \mathbf{Class\ I}$$

Section Global : $\mathbf{Class\ I}$

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

$$q = q(ELU) + 1,35 \times Pp \quad \mathbf{1,67} \quad kN/m$$

$$M_{sd} = q \times L^2 / 8 \quad \mathbf{0,32} \quad kN.m$$

$$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \mathbf{0,34} \quad kN$$

$$M_{sd} \leq M_{ply} \quad \mathbf{Condition\ vérifié}$$

Cornières L 40 x40x4 pour les marches.

V.6.2.2. Calcul du limon :

$$q_1 = q_{ELS} \times L / 2 \quad \mathbf{3,13} \quad kN/m$$

$$q_2 = q_{ELS} \times L / 2 \quad \mathbf{5,12} \quad kN/m$$

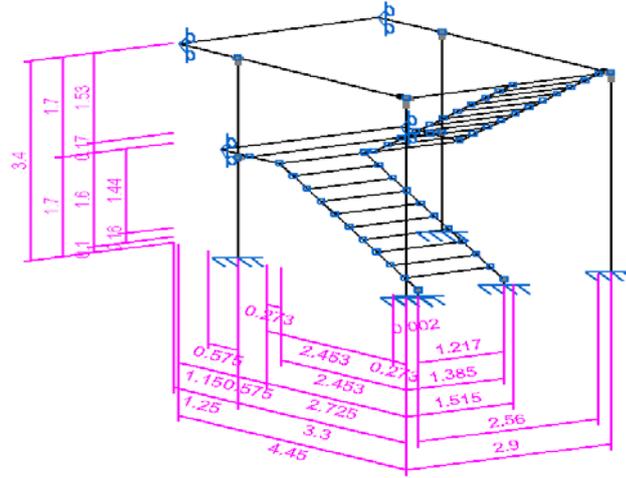


Figure V.5 : Descente des charges sur l'escalier.

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times q \times l^3}{384 \times E} \quad \mathbf{1614795} \quad mm^4$$

Profilé : UPN 140

Condition vérifié

Tableau V.8 : Caractéristiques du profilé UPN 140.

	G	h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm
						x10 ²		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	20,4	98	605	86,4	103	5,45

b) Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

On ajoute le poids propre du profilé choisit :

$$q = q(ELS) + Pp \quad \mathbf{10,4} \quad kN/m$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \quad \mathbf{1,1} \quad cm$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times q \times l^3}{384 \times E} \quad \mathbf{3280052,35} \quad mm^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad \mathbf{5,93} \quad mm$$

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

Condition vérifié

- Classe du profilé UPN 140

Semelle:	$c = \frac{b}{2}$	30	mm
	$\frac{c}{t_f} =$	3	
	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	Class I	
Ame :	$\frac{d}{t_w} =$	14	
	$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	Class I	
Section Global :		Class I	

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

$$q = q(\text{ELU}) + 1,35 \times P_p$$

$$q_1 = q \times L_1 / 2 \quad \mathbf{8,66 \quad kN}$$

$$q_2 = q \times L_2 / 2 \quad \mathbf{20,56 \quad kN}$$

- La charge équivalente :

$L_1 =$	115	cm
$L_2 =$	322,63	cm
$q(eq) = (q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2) / (L_1 + L_2)$	17,44	kN/m
$M_{sd} = q \times L^2 / 8$	16,25	
$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$	22,01	kN.m
$M_{sd} \leq M_{ply}$	Condition vérifié	
Profilé :	UPN 140	Condition vérifié

V.6.2.3. La poutre palière :

C'est une poutre assemblée sur la moitié des deux poteaux dans ce cas la longueur de la poutre est de 2,9 m. La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de mur ci-dessus plus le palier.

$L_{total} =$	437,63	cm
$G_{total} = (G_v + G_p + 2 \times P_p) \times L_{total}$		
$G = G_{total} \times L_{total} / 2$	9,85	kN/m
$G = G_{cloison} \times L_{cloison} / 2$	2,49	kN/m
$Q = Q_{total} \times L_{total} / 2$	5,48	kN/m
$q = \sum (G_i + Q_i) [i:1:n]$	17,82	kN/m

a) Condition de flèche :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \qquad \qquad \qquad 1,76 \qquad \qquad cm$$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times q \times l^3}{384 \times E} \qquad \qquad \qquad 6736916,86 \qquad \qquad mm^4$$

Profilé : IPE 160

Condition vérifié

Tableau V.9 : Caractéristiques du profilé IPE160.

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	d	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm
							x10 ²	x10 ⁴		x10 ³	x10 ³	x10
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	869	127,2	109	124	6,58

b) Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

$$q = q(ELS) + Pp \qquad \qquad \qquad 18,14 \qquad \qquad kN/m$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \qquad \qquad \qquad 1,16 \qquad \qquad cm$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \qquad \qquad \qquad 9,16 \qquad \qquad mm$$

$$f_{max} \leq f_{adm} \qquad \qquad \qquad \text{Condition vérifié}$$

Classe du profilé IPE 160

Semelle: $c = \frac{b}{2} \qquad \qquad \qquad 41 \qquad \qquad mm$

$$\frac{c}{t_f} = \qquad \qquad \qquad 5,55$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \qquad \qquad \qquad \text{Class I}$$

Ame : $\frac{d}{t_w} = \qquad \qquad \qquad 25,44$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \qquad \qquad \qquad \text{Class I}$$

Section Global : Class I

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

$$q = q(ELU) + 1,35 \times Pp \qquad \qquad \qquad 25,31 \qquad \qquad kN/m^2$$

$$M_{sd} = q \times L^2 / 8 \qquad \qquad \qquad 26,61 \qquad \qquad kN.m$$

$$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \qquad \qquad \qquad 26,47 \qquad \qquad kN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{ply} \qquad \qquad \qquad \text{Condition vérifié}$$

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) du même reposent sur des poutres maîtresses, l'ensemble reposent sur des poteaux. Savons qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions métalliques.

- **Données général :**

poinds volumique	$\gamma =$	25	kN/m^3
Module de Young	$E_a =$	210000	N/mm^2
Module équivalent béton	$E'_M = E_{CM}$	30500	N/mm^2
Résistance a la compression	$F_{C28} =$	25	N/mm^2
	$\mu_R =$	0,39	
épaisseur de la dalle terrasse	$E_{ps(terrasse)}$	0,08	m
épaisseur de la dalle étage	$E_{ps(étage)}$	0,12	m
poinds de tôle Hi-bond 55	$G_{Hi-bond}$	0,13	kN/m
épaisseur de tôle Hi-bond 55	$H_p =$	1	mm
	$M_{pl Rd} =$	3,16	$kN.m$
Inertie efficace	$I_{eff(ipe140)}$	503000	mm^4
Inertie efficace	$I_{eff(ipe200)}$	760000	mm^4
C25/30	F_{CK}	25	N/mm^2
Connecteur :	$F_Y =$	275	N/mm^2
	$F_U =$	430	N/mm^2
	$F_Y =$	235	N/mm^2
Profilé :	$F_U =$	400	N/mm^2
	$F_e =$	400	N/mm^2
Coefficients de sécurités	$\gamma_{M0} =$	1,1	
	$\gamma_{M1} =$	1,1	
	$\gamma_a =$	1,1	
	$\gamma_b =$	1,15	
	$\gamma_C =$	1,5	
	$\gamma_S =$	1,15	
	$\gamma_V =$	1,25	

VI.2. Calcul de plancher terrasse:

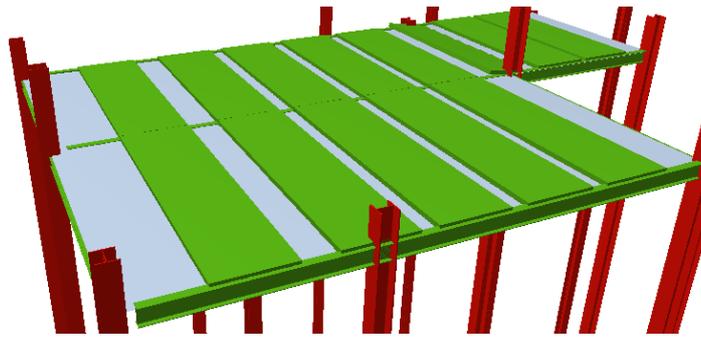


Figure VI.1: Plancher terrasse.

Pour le plancher terrasse, l'épaisseur de la dalle est de **8 cm** et le profile **IPE140**.

VI.2.1. 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 en utilisant la tôle *Hi-bond 55*.

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

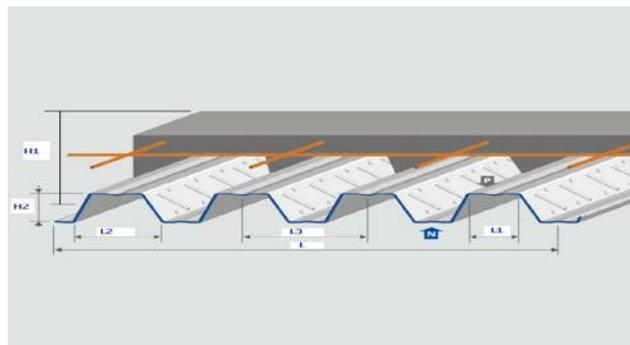


Tableau VI.1: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.

Epaisseur :	H1 :	181	<i>mm</i>
Hauteur de nervures:	H2 :	55	<i>mm</i>
Nombre de nervures:			
Espacement des nervures:	L3 :	150	<i>mm</i>
Largeur des nervures:			<i>mm</i>
Largeur outils du bac:	L :	750	<i>mm</i>
Epaisseur de tôle			<i>mm</i>
Poids	G :	12,83	<i>daN/m²</i>

a).Vérification à l'état limite ultime :

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

Charges permanentes :

Dalle en béton : $G2 = 25 \times 1,24 \times 0,08 = 2,48 \text{ KN/ml}$

Tolle *Hi-bond 55* : $G3 = 0,13 \text{ KN/ml}$

Total: $G = 2,61 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation:

$$Q = 1 \times 1,24 = 1,24 \text{ KN/ml}$$

Charge non pondérée :

$$q_s = G + Q = 3,85 \text{ KN/ml}$$

Charge pondérée :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,39 \text{ KN/ml}$$

Moments fléchissant sollicitant :

Moment maximale en travée :

$$M_{sd} = 0,08 \times q_u \times L^2 = 0,08 \times 5,39 \times (1,24)^2 \rightarrow M_{sd} = 0,67 \text{ KN.m}$$

Moments de résistance pastique :

$M_{pl Rd}$: Est donné par le fabricant.

$$M_{pl Rd} = 3,16 \text{ KN.m} > M_{sd} = 0,67 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b). 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 : $f_{max} \leq f_{adm}$

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

G_p : Poids propre de la tôle.

G_B : Poids du béton frais.

$$\text{Donc : } \begin{cases} f_{max} = \frac{30,1 \times 2,61 \times (1,24)^4 \times 10^3}{0,503 \times 10^6} = 3,7 \text{ mm} \\ f_{adm} = \frac{1200}{250} = 4,96 \text{ mm} \end{cases}$$

Alors : $f_{max} = 3,7 \text{ mm} < f_{adm} = 4,96 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

VI.2.2. Plancher mixte :

Pour obtenir l'effet mixte souhaité. C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée d'une façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface. Sans liaison, les poutres métalliques doivent supporter tous les efforts sur elles même. Par contre, si une connexion est mise en place. On crée ainsi une poutre mixte dont la résistance et la rigidité sont sensiblement accrues.

Généralement les connexions des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher. Les goujons sont des pièces cylindriques en acier comportant une tête. Il existe également des connecteurs en forme d'équerres, fixés par des clous. Ce type de connexion est particulièrement bien adapté au cas des dalles avec tôle profilée, car ils peuvent être facilement fixés à travers la tôle. Le soudage des goujons présente en effet souvent des difficultés liées à l'alimentation en courant électrique, à la présence d'humidité et à la présence d'un revêtement contre la corrosion de la poutre (peinture) et de la tôle (zingage).[5]

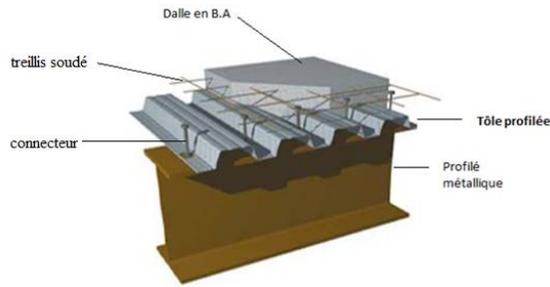


Figure VI.3 : Eléments constructifs du plancher mixte.

VI.2.2.1. 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 :

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

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 5.6 \text{ m}$.

$$b_1 = b_2 = 0,62 \text{ m.}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(0,7 ; 0,62) = 0,6 \text{ m.} \quad \text{Donc : } b_{eff} = 2 \times 0,62 = 1,24 \text{ m.}$$

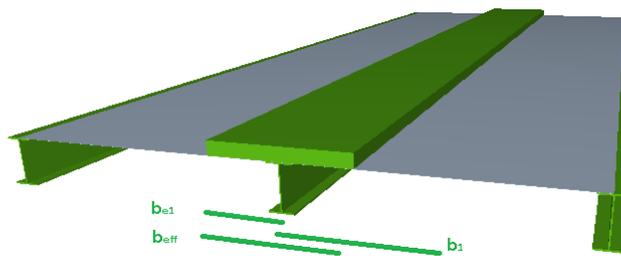


Figure VI.4: Largeur efficace de la dalle.

Charges permanentes :

Solive : $G_1 = 0,13 \text{ KN/ml}$

Dalle en béton : $G_2 = 25 \times 1,24 \times 0,08 = 2,48 \text{ KN/ml}$

Tôle Hi-bond 55 : $G_3 = 0,13 \times 1,24 = 0,17 \text{ KN/ml}$

Total: $G = 2,78 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation:

$$Q = 1 \times 1,24 = 1,24 \text{ KN/ml}$$

Charge non pondérée :

$$q_s = G + Q = 4,02 \text{ KN/ml}$$

Charge pondérée :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,62 \text{ KN/ml}$$

b) 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.

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

$$A_a : \text{Section du profilé IPE 140} : A_a = 1640 \text{ mm}^2$$

$$F_c = 1240 \times 80 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 1405,34 \text{ KN}$$

$$F_a = 1640 \times \frac{235}{1,1} = 350,37 \text{ KN}$$

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

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

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad Z = 19,95 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

h_a : Hauteur de profilé **IPE140**.

h_p : Hauteur de la tôle.

h_c : Épaisseur de la dalle en béton.

$$\text{Donc : } M_{pl,Rd} = 49,42,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 5,62 \times \frac{5,6}{8} = 22,04 \text{ KN.m}$$

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

VI.2.2.2. Vérification de cisaillement :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5,36 \times 6,4}{2} = 15,092 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} \quad \text{Avec : } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 761,63 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{761,63 \times 235}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 94,24 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 94,24 \times 0,5 = 47,12 \text{ KN} > 15,092 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2.3. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad \text{Avec : } f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384 E I_h}$$

$$\text{Avec : } I_h = I_a + A_a (z_a - z)^2 + \frac{b_{\text{eff}} h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) = 35,781 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

n : Coefficient d'équivalence.

$$n = 13,78 \quad \text{Avec : } n = \frac{E_a}{E'_c}$$

E'_c : Module d'équivalence du béton donné par :

$E'_c = E_{CM}/2$ pour les bâtiments d'habitation ;

I_A : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).

$$f_{max} = 6.86 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{1}{250} = \frac{5600}{250} = 22,4 \text{ mm} \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$

VI.2.3. Etude des connecteurs :

a) Définition :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

$$d = 16 \text{ mm} \quad ; \quad h = 80 \text{ mm}$$

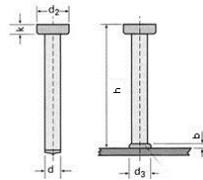


Figure VI.5 : Les dimensions d'un connecteur.

b) Résistance du connecteur isolé :

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

d : diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 400 MPa.

$$\alpha = 1 \text{ car } h/d > 4 \rightarrow P_{rd} = 51,87 \text{ KN}$$

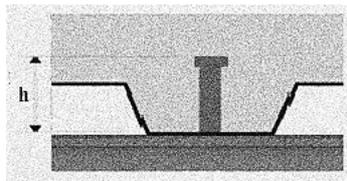


Figure VI.6: Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.

c) Effort de cisaillement longitudinal :

$$f_{cf} = Aa \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 410 \text{ KN}$$

Aa : Section du profilé.

Nombre des connecteurs :

$$N < N_f = f_{cf} / P_{rd} = 410 / 51,87 \rightarrow N = 7.9 \text{ On utilise alors 8 goujons.}$$

Soit un intervalle de :

$$S = \left(\frac{L}{2N} \right) = \frac{5600}{2 \times 8} = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$$

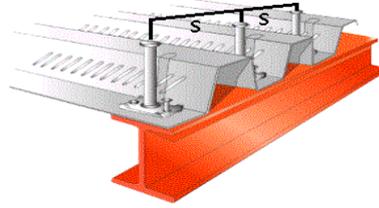


Figure VI.7: Disposition des connecteurs.

VI.2.4. Calcul du ferrailage:

$$M_{\max} = q_u \frac{l^2}{8} = 22.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 18.74 \text{ KN.m}$$

- **Le moment réduit :**

D'après B.A.E.L 91 : [8]

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bu} = 18,48$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,128$$

$\mu_u < \mu_R \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 0,18 \rightarrow Z = 0,075$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0.85 \text{ cm}^2 \text{ On utilise des treillis soudé: T.S .4x4(100x100).}$$

VI.3. Calcul de plancher d'étage courant :

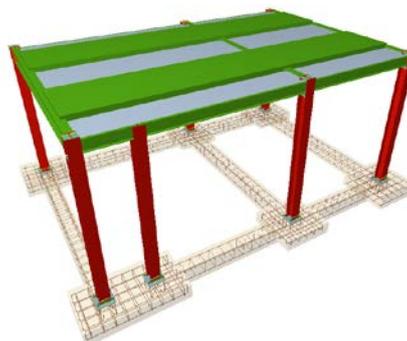


Figure VI.8: Plancher d'étage

Pour le plancher d'étage courant la même chose que le plancher terrasse avec épaisseur de la dalle de 12 cm et le profile IPE200.

VI.3.1. Vérification de la tôle profilée :

a).Vérification à l'état limite ultime :

$$\text{Dalle en béton : } G_2 = 25 \times 1,34 \times 0,12 = 4.02 \text{ KN/ml.}$$

Tôle Hi-bond 55 : $G_3 = 0,13 \text{ KN/ml}$.

Total: $G = 4,15 \text{ KN/ml}$.

$Q = 2,5 \times 1,34 = 3,35 \text{ KN/ml}$.

$q_s = G + Q = 7,5 \text{ KN/ml}$

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 10,63 \text{ KN/ml}$

• **Moments fléchissant sollicitant :**

$M_{sd} = 0,08 q_u L^2 = 0,08 \times 10,63 \times (1,34)^2 \rightarrow M_{sd} = 1,53 \text{ KN.m}$

$M_{pl,Rd} = 3,16 \text{ KN.m} > M_{sd} = 1,53 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

b). Vérification à l'état limite de service :

$I_{eff} = 0,760 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{max} = \frac{30,1 \times 4,15 \times (1,34)^4 \times 10^3}{0,76 \times 10^6} = 5,3 \text{ mm} \\ f_{adm} = \frac{1340}{250} = 5,36 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors : $f_{max} = 5,3 \text{ mm} < f_{adm} = 5,36 \text{ mm}$ condition vérifiée.

VI.3.2. Plancher mixte :

VI.3.2.1. Vérification de la condition de résistance :

a) Largeur efficace de la dalle :

$L_0 = 5,6 \text{ m}$

$b_1 = b_2 = 0,67 \text{ m}$

$b_{e1} = b_{e2} = \min(0,7 ; 0,67) = 0,67 \text{ m}$ Donc : $b_{eff} = 2 \times 0,67 = 1,34 \text{ m}$

Solive : $G_1 = 0,23 \text{ KN/ml}$

Dalle en béton : $G_2 = 25 \times 1,34 \times 0,12 = 4,02 \text{ KN/ml}$

Tôle Hi-bond 55: $G_3 = 0,12 \times 1,34 = 0,16 \text{ KN/ml}$

Total: $G = 4,43 \text{ KN/ml}$

$Q = 2,5 \times 1,34 = 3,35 \text{ KN/ml}$

$q_s = G + Q = 7,78 \text{ KN/ml}$

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 11,01 \text{ KN/ml}$

b) Position de l'axe neutre :

$h_c = 120 \text{ mm}$

$F_c = 1340 \times 120 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 2278 \text{ KN}$

$F_a = 2850 \times \frac{235}{1,1} = 608,87 \text{ KN}$

Donc : $z = \frac{F_a}{b_{eff} 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$ $z = 32,08 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{pl,Rd} = 124.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 11.06 \times \frac{5.6^2}{8} = 43,16 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 124,8 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.2.2. Vérification de cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{11.06 \times 5.6}{2} = 29,77 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} \quad \text{Avec : } A_v = A - 2b t_{f+} (t_w + 2r) t_f = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1401.6 \times 235}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 172.69 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 172.69 \times 0,5 = 86.345 > V_{sd} = 29,77 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.3.2.3. Vérification de la flèche :

$$I_h = 122.891 \text{ } 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = 3.87 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{5600}{250} = 22.4 \text{ mm} \quad \text{Alors : } f_{max} < f_{adm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad ; \quad h = 120 \text{ mm}$$

$$\rightarrow P_{rd} = 51,87 \text{ KN}$$

$$f_{cf} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 712.5 \text{ KN}$$

$$N < N_f = f_{cf} / P_{rd} = 712.5 / 51,87 = 14 \quad \text{On utilise alors 14 goujons.}$$

$$S = \left(\frac{L}{2N} \right) = \frac{5600}{2 \times 14} = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

VI.3.3. Calcul du ferrailage:

$$M_{max} = q_u \frac{l^2}{8} = 43,16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 36.69 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 18,48 \rightarrow \mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = 0,103$$

$$\mu_u < \mu_R \Rightarrow \text{donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées } A_{sc} = 0.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,14 \rightarrow Z = 0,114$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 1,09 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors on utilise des treillis soudé: T.S .4x4(100x100).}$$

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.

Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc un point 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 mis en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

VII.2. Fonctionnement des assemblages :

VII.2.1. Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons ordinaires et HR.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	460	900
f_{yb} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

VII.2.2. Le soudage :

Les assemblages soudés dans la charpente sont les plus rigides, ce qui a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion des pièces de métal à assembler.

Les dispositions données dans ce chapitre s'appliquent aux aciers de construction soudables conformes à l'EN 1993-1-1 et aux épaisseurs de matériau de 4 mm et plus.

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120°.

Pour supporter un effort, il convient de ne pas prévoir de soudure d'angle d'une longueur efficace inférieure à 30 mm ou inférieure à 6 fois son épaisseur de gorge, en prenant la plus grande de ces deux valeurs.

Il convient que la gorge utile d'une soudure d'angle ne soit pas inférieure à 3 mm.

Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une soudure d'angle soit par la méthode directionnelle donnée en 4.5.3.2 soit par la méthode simplifiée donnée en 4.5.3.3.

VII.2.3. Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage et le boulonnage par boulons de haute résistance HR.

VII.2.4. Coefficients partiels de sécurité :

γ_{MB}		1,25
γ_{M0}		1,1
γ_{M1}		1,15
γ_{M2}		1,25

VII.2.5. Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons de haute résistance HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment dans :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par broissage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

VII.3. Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il ya lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides qui transmettent en outre les divers moments.
- Données Général :

		$\beta_w =$	0,8	
		$F_y =$	235	N/mm^2
		$F_u =$	360	N/mm^2
Class	10,9	$F_{ub} =$	1000	N/mm^2
Class	6,8	$F_{ub} =$	600	N/mm^2
		$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	1	

VII.4. Calcul des assemblages :

Dans ce chapitre, On va utiliser les normes CCM97 et Eurocode3.

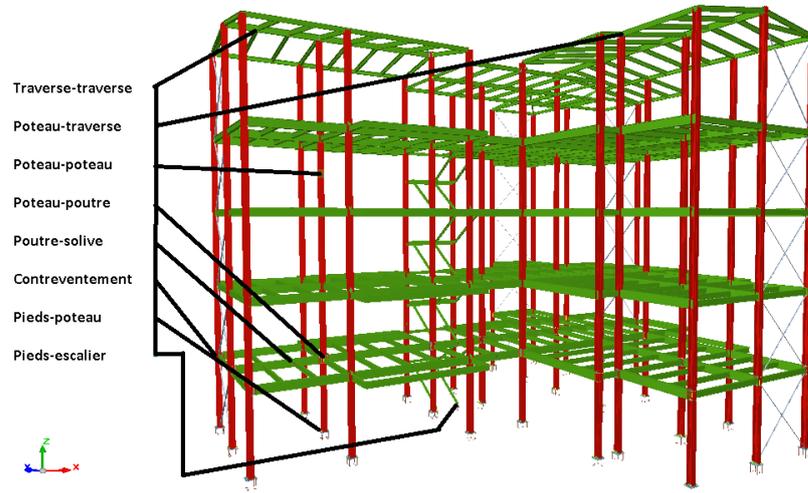


Figure VII.1 : Principaux assemblages

VII.4.1. Assemblage poteau-traverse (HEA240-IPE180):

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est Percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont Effectuées sur l'Semelle du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

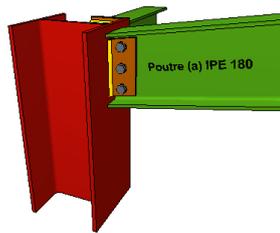


Figure VII.2 : Assemblage poteau-traverse.

VII.4.1.1. Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

$$M_{sd,max} = 28,32 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 17.37 \text{ KN}$$

$$N_{sd,corresp} = 166,6 \text{ KN}$$

VII.4.1.2. Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 20 \text{ mm}$

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max} \quad \text{Avec : } t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm et } a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 5,6 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 3,92 \quad \text{Donc on prend } a = 5 \text{ mm}$$

- **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d \leq \min (R_s; R_w)$$

$$\text{Avec : } N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = 166.72 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 5 \sqrt{2} \times 340,8}{1,15} = 344,71 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 5 \times 340,8}{1,15} = 266,714 \text{ KN}$$

$$N_d = 166,72 \text{ KN} < \min(R_w ; R_s) = 266,714 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Soudure de l'âme :**

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 5 \sqrt{2} \times 335}{1,15} = 338,842 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 17,37 \text{ KN} \leq R_s = 338,842 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.1.3. Disposition constructives :

- **Choix de diamètre du boulon :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm.}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm.}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm.}$$

L'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 3 boulons HR de diamètre $\varnothing = 18 \text{ mm}$, classe 10.9

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 60 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale e_1 :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 60 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale e_2 :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 50 \text{ mm.}$$

VII.4.1.4. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 153,6 \text{ KN.}$$

$$M_R = 2T_R (0,05+0,11+0,17) = 101,376 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 31,97 \text{ KN.m} \leq M_R = 101,376 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.1.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$$

- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = 2,9 \text{ KN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v.Rd} = \frac{0,4 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m1}} = \frac{0,4 \times 1000 \times 192}{1,15} = 66,783 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 2,9 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 66,783 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.1.6. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq L_R$$

$$L_R = \frac{2,4 \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{m1}} = \frac{2,4 \times 1000 \times 18 \times 8}{1,15} = 300,521 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 2,9 \text{ KN} \leq L_R = 300,521 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.2. Assemblage traverse – traverse (IPE180 ; IPE180) :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

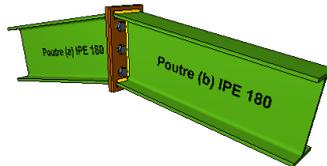


Figure VII.3 : Assemblage traverse –traverse.

VII.4.2.1. Efforts sollicitant:

$$M_{sd,max} = 21,05 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 26,49 \text{ KN}$$

$$N_{sd,corresp} = 166,6 \text{ KN}$$

VII.4.2.2. Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max} \quad \text{Avec : } a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 5,6 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 3,92 \text{ mm} \quad \text{Donc on prend } a = 5 \text{ mm.}$$

- **Soudure de la semelle tendue :**

$$\text{Avec : } N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = 166,717 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 5 \sqrt{2} \times 340,8}{1,15} = 344,71 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 5 \times 340,8}{1,15} = 266,714 \text{ KN}$$

$$N_d = 166,69 \text{ KN} < \min(R_w ; R_s) = 266,714 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Soudure de l'âme :**

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 5 \sqrt{2} \times 335}{1,15} = 338,843 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 26,49 \text{ KN} \leq R_s = 338,843 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.2.3. Disposition constructives:

- **Choix de diamètre du boulon :**

L'épaisseur de la platine $t = 20$ mm alors on prend deux files de 3 boulons HR de diamètre $\varnothing = 16$ mm, classe 10.9

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 60 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale e_1 :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 60 \text{ mm}$$

- **Pince transversale e_2 :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 55 \text{ mm}$$

VII.4.2.4. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 157 = 125,6 \text{ KN}$$

$$M_R = 2 T_R (0,055 + 0,115 + 0,175 + 0,230) = 144,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 21,05 \text{ KN.m} \leq M_R = 144,44 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.2.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement:

- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = 4,42 \text{ KN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v.Rd} = \frac{0,4 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m1}} = \frac{0,4 \times 1000 \times 157}{1,15} = 54,61 \text{ KN} > 4,42 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.2.6. Vérification de la pression diamétrale:

$$L_R = \frac{2,4 \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{m1}} = \frac{2,4 \times 1000 \times 16 \times 8}{1,15} = 300,52 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 4,42 \text{ KN} \leq L_R = 300,52 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.3. Assemblage poteau-poutre (HEA240 ; IPE360) :

L'assemblage par platine d'extrémité entre une poutre (IPE360) et un poteau (HEA240).

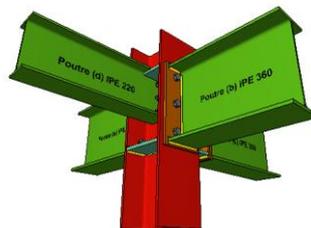


Figure VII.4 : Assemblage Poteau-Poutre.

VII.4.3.1. Efforts sollicitant:

$$M_{sd,max} = 70,66 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 112,52 \text{ KN}$$

$$N_{sd,corresp} = 632,2 \text{ KN}$$

VII.4.3.2. Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

Cordon de soudure de la semelle :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 12,7 = 8,89 \text{ mm}$$

Cordon de soudure de l'âme :

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm} \quad \text{Donc on prend } a = 10 \text{ mm.}$$

- **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = 632,508 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 540}{1,15} = 1092,38 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10 \times 540}{1,15} = 845,218 \text{ KN}$$

$$N_d = 632,508 \text{ KN} < \min(R_w ; R_s) = 845,218 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Soudure de l'âme :**

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 497,2}{1,15} = 1005,806 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 112,52 \text{ KN} \leq R_s = 1005,806 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.3.3. Dispositions constructives :

- **Choix du diamètre du boulon :**

L'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$, on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre $\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe HR 10.9.

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}) ; t_w(\text{poteau})) = 7,5 \text{ mm.}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 70 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 70 \text{ mm.}$$

- **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 :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 70 \text{ mm.}$$

VII.4.3.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{8} = 14,07 \text{ KN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,15} = 54,609 \text{ KN} > F_{v,sd} = 14,07 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.3.5. Calcul des boulons sollicités en traction :

- **Résistance de calcul en traction par boulon :**

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 245}{1,25} = 176,4 \text{ KN}$$

- **Effort de traction de calcul par boulon :**

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{79.54 \times 0,05}{(0,05+0,12+0,19)} = 27.26 \text{ KN}$$

- **Vérification :**

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,165 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.3.6. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,83; 0,81; 2,77; 1) = 0,81$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,81 \times 1000 \times 20 \times 7,5}{1,25} = 243,18 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 14.07 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 243.18 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII.4.4. Assemblage poutre-solive (IPE360 ; IPE200) :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE200 avec l'âme de la poutre IPE360, avec une file verticale de deux boulons.

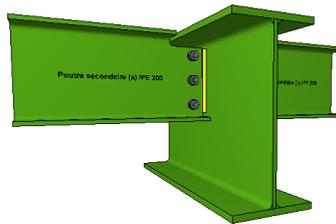


Figure VII.5 : Assemblage poutre-solive.

VII.4.4.1. Efforts sollicitant :

$$M_{sd,max} = 12.77 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 4731 \text{ KN}$$

VII.4.4.2. Choix du platine :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{mo}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{mo}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 383.57 \text{ mm}^2$$

$$\text{On prend L60} \times 60 \times 4, \text{ avec } A = 4.71 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

VII.4.4.3. Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons HR 10.9 Ø16, dans les deux côtes de la cornière.

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min (t_w (\text{poutre}); t_w (\text{solive})) = 5,6 \text{ mm}$$

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60$ mm.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 60$ mm.

- **Pince longitudinale e_1 :**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 40$ mm.

- **Pince transversale e_2 :**

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 40$ mm.

VII.4.4.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 11,82 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 98 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

VII.4.4.5. Vérification de la pression diamétrale :

Avec : $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,84 ; 0,86 ; 2,77 ; 1) = 0,84$

$F_{b,Rd} = 169,35 \text{ KN} > F_{v,sd} = 125,7 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

VII.4.5. Assemblage poteau-poteau (HEA240 ; HEA240) :

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons HR10.9

Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successive.

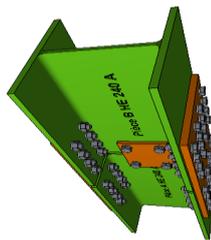


Figure VII.6 : Assemblage Poteau-Poteau.

$$M_{sd,max} = 9,7 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd,corresp} = 384,18 \text{ KN}$$

VII.4.5.1. Dimensionnement des couvre -joint de la semelle :

a) Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec deux fils verticaux de six boulons HR 10.9 $\varnothing 20$.

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 100$ mm.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 100$ 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 $e_2 = 70$ mm.

b) Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{2f_y} = \frac{384,18 \times 10^3 \times 1,1}{2 \times 235} = 900 \text{ mm}^2$$

$t = A/b = 900/240 = 3.75$ mm donc on prend une épaisseur de 10 mm

c) Vérification de la section nette :

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

Avec $A_{net} = (b - 2d) \times t = (240 - 2 \times 20) \times 12 = 2400 \text{ mm}^2$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,9 \times 360 \times 2400}{1,25} = 622,08 \text{ KN}$$

$N_{pl,Rd} = 622,08 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{2} = 192,1 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

d) Résistance au cisaillement des boulons des semelles :

La résistance au cisaillement d'un boulon HR10.9 $\varnothing 20$ est donnée par :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{12} = 33 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 98 \text{ KN}$ condition vérifiée.

e) Résistance à la pression diamétrale :

Avec : $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min (0,84 ; 1,41 ; 2,77 ; 1) = 0,84$

$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}} = 369,6 \text{ KN} > F_{v,sd} = 33 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

VII.4.5.2. Dimensionnement des couvre-joint de l'âme :

a) Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec deux fils verticaux de six boulons HR 10.9 $\varnothing 20$.

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 80$ mm.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 80$ mm.

- **Pince longitudinale e_1 :**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 40$ mm.

- **Pince transversale e_2 :**

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 70$ mm.

b) Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{2 f_y} = \frac{384,18 \times 10^3 \times 1,1}{2 \times 235} = 900 \text{ mm}^2$$

$$t = A/b = 900/240 = 3,91 \text{ mm} \quad \text{On prend une épaisseur de 10 mm.}$$

c) Vérification de la section nette:

$$N_d = \frac{0,9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec } A_{net} = (b - 2d) \times t = (240 - 2 \times 20) \times 7,5 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,9 \times 360 \times 1500}{1,25} = 388,8 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{2} = 192,09 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Résistance au cisaillement des boulons des semelles:

La résistance au cisaillement d'un boulon HR10.9 Ø20 est donnée par :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{12} = 33 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 98 \text{ KN} > F_{v,sd} = 33 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Résistance à la pression diamétrale:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,67; 1,08; 2,77; 1) = 0,67$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}} = 294,8 \text{ KN} > F_{v,sd} = 33 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.6. Assemblage pieds-poteau :

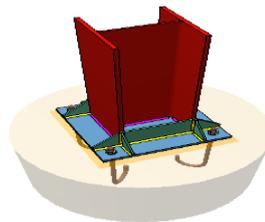


Figure VII.7 : Pieds de poteau

VII.4.6.1. Caractéristiques des matériaux :

- **Béton :**

Résistance caractéristique de calcul à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

a) Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_b = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_{Mb} \quad \sigma_b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa.}$$

b) Etat limite de service :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

c) Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_{Mb} \quad \sigma_b = 0,85 \times 25 / 1,15 = 18,48 \text{ MPa.}$$

- **Acier :**

- a) **Acier haute adhérence (H.A):**

Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 2/3 \cdot 400 = 267 \text{ MPa.}$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

- b) **Acier doux:**

Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 235 / 1,15 = 204 \text{ MPa.}$$

Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 2/3 \cdot 235 = 156.67 \text{ MPa.}$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 235 \text{ MPa.}$$

VII.4.6.2. Les charges à considérer :

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur ferrailage s'effectue à l'état limite de service.

VII.4.6.3. Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend des paramètres suivants :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

VII.4.6.4. Effort sollicitant :

Selon le logiciel CypeCad et sous la combinaison à l'ELS G + Q :

$$M_{sd} = 34,64 \text{ KN. m}$$

$$N_{sd} = 816,73 \text{ KN}$$

Selon le logiciel CypeCad et sous la combinaison à l'ELU 1,35 G + 1,5 Q :

$$M_{sd} = 53,3 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1128,31 \text{ KN}$$

Effort de soulèvement selon logiciel CypeCad et sous la combinaison G + Q + 1,2 E :

$$M_{sd} = 38,32 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 849,735 \text{ KN}$$

VII.4.6.5. Dimensionnement de la plaque d'assise :

Les plaques d'assise sont généralement réalisées en acier de nuance S235 ou S275.

- **Cordon de soudure :**

Le cordon de soudure est donné par la formule suivant :

Semelle HEA 240 :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 8,75 \text{ mm.}$$

On prend $a_s = 10 \text{ mm.}$

Ame HEA 240 :

$$a_a = 0,7 \times t_w = 5,25 \text{ mm.}$$

On prend $a_a = 10 \text{ mm.}$

- **Surface de la plaque :**

La charge de compression peut être transmise au béton de fondation par une simple platine soudée à l'extrémité inférieure du poteau pour bien répartir les pressions sur le béton.

La vérification de la surface de la plaque est donnée par la formule suivant :

$$a \geq h_a + (2a_s) \rightarrow a \geq 250 + (2 \times 10) = 270 \text{ mm.}$$

On prend $a = 450 \text{ mm.}$

$$b \geq h_s + (2a_s) \rightarrow b \geq 260 + (2 \times 10) = 280 \text{ mm.}$$

On prend $b = 450 \text{ mm.}$

- **Épaisseur de la plaque :**

L'épaisseur de la plaque est définie par la formule suivante :

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

U: la largeur entre l'extrémité de la platine et le poteau.

$$U = 105 \text{ mm.}$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{849,252}{0,45 \times 0,45} = 4196,25 \text{ KN/m}^2.$$

$$t \geq 105 \sqrt{\frac{3 \times 4196,25 \times 10^{-4}}{240}} = 24,06 \text{ mm.}$$

On prend $t = 25 \text{ mm.}$

- **Remarque :**

Les renforcements latéraux (goussets) permettent de mieux répartir la contrainte.

- **Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :**

On doit vérifier que :

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = 4196,25 \text{ KN/m}^2 = 41,96 \text{ daN/cm}^2 < 80 \text{ daN/cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma \times b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

M_e : est Le moment résistant élastique de la platine.

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{bt^2}{6}$$

U : la largeur entre l'extrémité de la platine et le poteau.

$$\sigma \times b \frac{U^2}{2} = 41.96 \times 45 \times \frac{10.5^2}{2} = 1041862 \text{ daN.cm}$$

$$M_e = \sigma_e \frac{bt^2}{6} = 24 \frac{450 \times 30^2}{6} = 1620000 \text{ daN.cm Condition vérifiée.}$$

VII.4.6.6. Vérification de la tige d'ancrage :

Le diamètre des tiges d'ancrage est généralement déterminé en considérant les efforts de soulèvement et de cisaillement qu'elles doivent supporter, mais il n'est normalement pas inférieur à 20 mm. Pour permettre de prendre en compte les effets non calculables d'une position incorrecte des tiges et ceux de la combinaison effort tranchant et flexion sur ces dernières lorsque le calage n'est pas terminé, un surdimensionnement de leur diamètre est même très fréquent.

En supposant que le béton du fût (dosé à 350 kg/m³) a une résistance $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, et l'acier du tirant d'ancrage est en Fe360, la valeur de la contrainte d'adhérence barre – béton aux états limites ultimes est :

$$\tau_{su} = 0,6\varphi_s^2 \times f_{tj} \quad \text{Avec : } \varphi_s = 1 \text{ (Rond lisse)}$$

$$f_{tj} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 1,26 \text{ MPa}$$

On choisit 4 tiges scellée ($\varnothing 20\text{mm}$) pour chaque poteau, soit 2 files de 2 boulons d'ancrage.

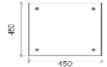
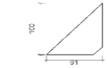
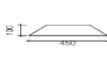
Pour un boulon d'ancrage d'une longueur minimale de $l_1 = 200\text{mm}$ avec butée, la force d'ancrage est :

$$\tau_{su} = \pi \times T_{su} \times \varnothing \times L_1 = 3,14 \times 12,6 \times 2 \times 20 = 15.84 \text{ KN}$$

$$F_{su} \geq \frac{N_{sd}}{8} + \frac{M_{sd}}{2d} \quad \text{Avec : } N_{sd} \text{ est effort de compression.}$$

$$\frac{N_{sd}}{4} + \frac{M_{sd}}{2d} = \frac{-816,73}{4} + \frac{19.004}{2 \times 0,35} = -157.7 \text{ kN Condition vérifiée, puisque les tiges d'ancrage ne sont pas tendues}$$

- **Plaque d'ancrage :**

Éléments complémentaires							
Pièce	Géométrie				Trous		Acier
	Schéma	Largeur	Largeur	Épaisseur	Quantité	Diamètre	Type
		(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
Plaque de base		450	450	25	4	20	S235
Raidisseur		91	100	9	-	-	S235
Raidisseur		450	100	14	-	-	S235

- **Attaches soudées :**

Référence	Type	a	l	t	Angle
		(mm)	(mm)	(mm)	(°)
Soudure périmétrique à la plaque	D'angle	5	1261	7.5	90.00
<i>a: Gorge utile</i>					
<i>l: Longueur des soudures</i>					
<i>t: Épaisseurs de matériau</i>					
Vérifications géométriques					
Référence	Type	a	l	t	Angle
		(mm)	(mm)	(mm)	(degrés)
Raidisseur y-y : Soudure à la plaque de base	D'angle	10	450	14.0	90.00
Raidisseur x-x : Soudure à la plaque de base	D'angle	6	91	9.0	90.00
<i>a: Gorge utile</i>					
<i>l: Longueur des soudures</i>					
<i>t: Épaisseurs de matériau</i>					

- **Quantité :**

Éléments de boulonnerie				
Type	Matériau	Quantité	Description	
Écrous	Classe 4	4	ISO 4032-M20	
Rondelles	Dureté 200 HV	4	ISO 7089-20	
Plaques d'ancrage				
Matériau	Éléments	Quantité	Dimensions	Poids
			(mm)	(kg)
S235	Plaque de base	1	450x450x16	25.43
	Raidisseurs passants	2	450/250x100/0x14	7.69
	Raidisseurs non passants	4	91/0x100/0x9	1.29
	Total			34.41
Fe E400 (haute adhérence)	Boulons d'ancrage	4	Ø 20 - L = 256 + 228	4.78
	Total			4.78

VII.4.7. Assemblage pieds-escalier :



Figure VII.8 : Pieds d'escalier

- **Plaque d'ancrage**

Pièce	Géométrie				Trous		Acier
	Schéma	Largeur	Largeur	Épaisseur	Quantité	Diamètre	Type
		(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
Plaque de base		150	250	9	4	8	S235

- **Quantité :**

Éléments de boulonnerie non normalisés				
Type	Quantité	Description		
Écrous	4	E8		
Rondelles	4	R8		
Plaques d'ancrage				
Matériau	Éléments	Quantité	Dimensions	Poids
			(mm)	(kg)
S235	Plaque de base	1	150x250x9	2.65
	Total			
Fe E400 (haute adhérence)	Boulons d'ancrage	4	Ø 8 - L = 187	0.30

VII.4.8. Assemblage contreventement :

VII.4.8.1. Contreventement en X :

$$e_1 \geq 1,2d_0.$$

$$P_1 \geq 2,2d_0.$$

$$e_2 \geq 1,5d_0.$$

$$P_2 \geq 3d_0.$$

- **Principales données de l'assemblage :**

Configuration d'une cornière sur gousset soudé à la semelle du poteau :

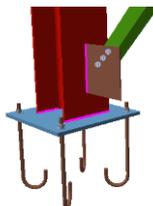


Figure VII.9 : Assemblage de contreventement dans la semelle du poteau.

Configuration d'une cornière sur gousset soudé à l'âme du poteau :

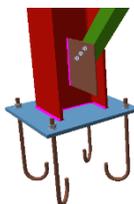


Figure VII.10 : Assemblage de contreventement dans l'âme du poteau.

- **Données générale :**

Poteau HEA240 Fe 360.

Barre de contreventement : Cornière 60 × 60 × 4 Fe 360.

Gousset 200 × 200 × 10 Fe 360.

Boulons M20, Classe 6.8

Soudures Gousset sur la semelle du poteau.

Direction de l'effort .

Nombre de rangées de boulons $n_1 = 3$

Pince longitudinale $e_1 = 50$ mm.

Distance entre rangées de boulons $p_1 = 45$ mm.

Direction perpendiculaire à l'effort (2).

Nombre de files de boulons $n_2 = 1$.

Pince transversale $e_2 = 70$ mm.

$M_{sd,max} = 0.53$ KM. m.

$V_{sd,correp} = 23.91$ KN.

$N_{sd,corresp} = 71,64$ KN.

VII.4.8.2. La soudure :

Selon l'abaque de pré-dimensionnement de la gorge « a ».

Nous pouvons proposer $a = 5$ mm.

$$F_{w,rd} = a \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2}} = 5 \frac{360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1039.24 \text{ N/mm}^2 \quad [7]$$

$$N_{w,rd} = F_{w,rd} \times (L_1 + L_2) = 1039.24 \times (200 + 200) = 415.7 \text{ N}$$

$$N_{Ed} = N_{sd} \times \sin \alpha = 71.64 \times \sin 45 = 63,05 \text{ KN} < N_{w,rd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.8.3. Boulon en cisaillement:

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times \alpha_v \times m \times n}{\gamma_{mb}}$$

- **Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon :**

$\alpha_v = 0,6$ Pour les classes de boulons : 4.6, 5.6 et 8.8.

$\alpha_v = 0,5$ 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 :**

$$F_{v,rd} = \frac{600 \times 245 \times 0,5 \times 1 \times 3 \times 10^{-3}}{1,25} = 176,4 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{71.64}{3} = 23.88 \text{ KN} < 176,4 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.8.4. Vérification à la résistance des pièces (la pression diamétrale):

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_{ub} \cdot d_0 \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] = \min \left[\frac{50}{66}; \frac{45}{66} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1 \right] = 0,432$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,757 \times 600 \times 22 \times 10 \times 10^3}{1,25} = 114.048 \text{ KN} > F_{v,sd} = 23,91 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.8.5. Boulon en traction:

a) Traction dans le boulon:

$$F_{t,rd} = \frac{0,9A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 245 \times 600}{1,25} = 105,84 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{3,53 \times 0,29}{(0,05 + 0,13 + 0,21 + 0,29)^2} = 0,63 \text{ KN} < F_{t,rd} = 105,84 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Poinçonnement:

$$B_{p,rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6\pi \times 32,4 \times 10 \times 360}{1,25} = 175,889 \text{ KN}$$

$$175,889 \text{ KN} > F_{v,sd} = 23,72 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.8.6. Boulon sollicité simultanément au cisaillement et à la traction:

$$\frac{V_{sd}}{F_{v,rd}} + \frac{N_{sd}}{1,4F_{t,rd}} = \frac{0,57}{176,4} + \frac{89,17}{1,4 \times 105,84} = 0,605 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.8.7. Liaison entre les deux diagonales :

Liaison entre deux diagonales continues de grande longueur:

Cas d'une Croix de Saint André pour assurer une stabilité, on considère qu'il n'y a pas de liaison (d'un point de vue mécanique) entre les deux éléments.

L'assemblage par boulon permet seulement de limiter la flexibilité des deux éléments.

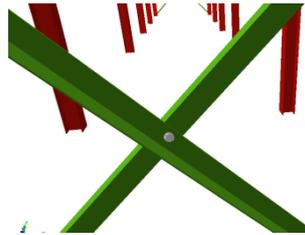


Figure VII.11: Liaison entre deux diagonales continues.

VIII.1. Introduction :

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer.

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.
- Fondation spéciale.

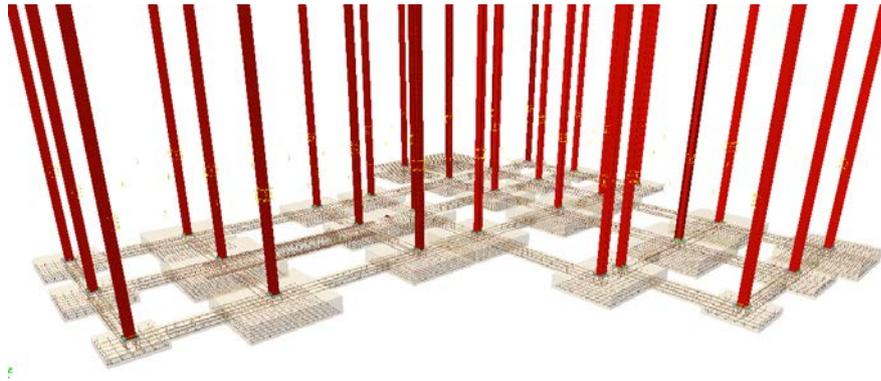


Figure VIII.1 : Vue en élévation des fondations

VIII.2. Documents utilisés :

Les documents utilisés pour le calcul et le dimensionnement de cette structure sont :

- Calcul des ouvrages en béton armé (Règles C.B.A.93 R.P.A 2003).
- Cours de béton armé BEAL 91.

VIII.3. Le rapport géotechnique :

D'après le rapport géotechnique effectué par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest (L.T.P.O) :

- $\sigma_{sol} = 1,50$ bars
- $\gamma_h = 2,09$ t/m³
- $C = 4$

Le L.T.P.O recommande pour cet ilot de :

- Passer par des fondations semi profondes, sur puits.
- Les ancrer à 1.50 m de profondeur.
- Prévoir un trottoir périphérique pour éviter toute infiltration des eaux.
- Utiliser des canalisations souples.
- Eviter la plantation des arbres à proximité de ce bloc.

VIII.4. Les faux-puits :

Ils s'apparentent à un gros pilier en gros béton qui ne comporte pas, généralement, d'armatures, prenant appuis sur le sol résistant à une profondeur comprise entre 1,5m à 5m.

Les fondations sont nécessaires lorsque la couche de sol est mauvaise à une épaisseur inférieure à 5m ou dans le cas des sols gonflants.

VIII.4.1. Pré-dimensionnement :

Le poteau est de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$.

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$\begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \text{ Avec } a = 1 \text{ m.} \\ B = \frac{A \times b}{a} \text{ Avec } b = 1 \text{ m.} \end{cases}$$

Selon logiciel **CypeCad** et sous la combinaison à l'ELS G + Q.

$$N_{sd} = 816.73 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 34.64 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bar} = 150 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{S} = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{A \times \frac{A \times b}{a}} = \frac{816.73}{\frac{A^2 \times 1}{1}}$$

$$\frac{816.73}{A^2} \leq 130.68 \text{ KN/m}^2.$$

$$A \geq \sqrt{\frac{816.73}{150}} \rightarrow A \geq 2,17 \text{ m.}$$

On choisit $A = 2,5 \text{ m}$.

Donc $B = 2,5 \text{ m}$.

$$\sigma_{cal} = \frac{816.73}{2,5 \times 2,5} = 130.68 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol}$$

D'après un logiciel de calcul des fondations nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau VIII.1 : Dimensions des faux-puits.

Repère	Efforts sollicitant		Dimension	
	N_{sd} (KN)	M_{sd} (KN.m)	A (m)	B (m)
F.P1	826,15	34,64	2,5	2,5
F.P2	670,032	34,64	2	2
F.P3	544,7	34,64	2	2
F.P4	617	34,64	2	2
F.P5	828,85	34,64	2,5	2,5

VIII.4.2. Calcul du ferrailage :

On adopte le ferrailage constructif en treillis soudée $4 \times 4 (150 \times 150)$.

Avec un enrobage de 5 cm .

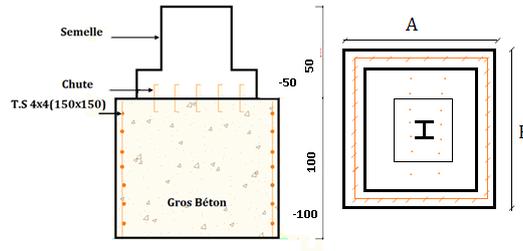


Figure VIII.1 : La disposition des armatures de faux-puits.

VIII.5. Calcul des semelles :

VIII.5.1. Pré dimensionnement :

Le poteau est de (100×100) cm².

$$\frac{A'}{B'} = \frac{a}{b}$$

$$\begin{cases} A' = \frac{a \times B'}{b} \text{ Avec } a = 1 \text{ m} \\ B' = \frac{A' \times b}{a} \text{ Avec } b = 1 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$$

L'ELS : G + Q :

$$N_{sd} = 816.73 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 34.64 \text{ KN.m}$$

4 bars $\leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}} \leq 10 \text{ bars}$. → On prend $\bar{\sigma}_{\text{faux puit}} = 4 \text{ bars}$.

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{A' \times B'} + \frac{M}{\frac{A' \times B'^3}{12}} \times \frac{B'}{2} = \frac{N}{A' \times \frac{A' \times b}{a}} + \frac{M}{\frac{A' \times (\frac{A' \times b}{a})^3}{12}} \times \frac{\frac{A' \times b}{a}}{2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{840,74}{A' \times \frac{A' \times 1}{1}} + \frac{31,30}{\frac{A' \times (\frac{A' \times 1}{1})^3}{12}} \times \frac{\frac{A' \times 1}{1}}{2} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$$

On prend A' et B' = 2 m.

$$\sigma_{cal} = \frac{840,74}{1,9 \times 1,9} + \frac{31,30}{\frac{1,9 \times 1,9^3}{12}} \times \frac{1,9}{2} = 363.42 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 400 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le logiciel de calcul CYPECAD nous avons obtenu les résultats suivant :

Tableau VIII.2 : Dimensions des semelles.

Repère	Efforts sollicitant		Dimension	
	N _{sd} (KN)	M _{sd} (KN.m)	A' (m)	B' (m)
S1	826,15	34,64	1,5	1,5
S2	670,032	34,64	1,3	1,3
S3	544,7	34,64	1,2	1,2
S4	617	34,64	1,3	1,3
S5	828,85	34,64	1,5	1,5

VIII.5.2. Calcul la hauteur de la semelle :

La hauteur de la semelle est : $h = d + 5$.

- **Calcul d :**

d : distance entre la fibre supérieur et le centre de gravité des armatures .

Condition de rigidité :

$$d = \max \begin{cases} dx = \frac{A' - a}{4} = 0,25 \text{ m} \\ dy = \frac{B' - b}{4} = 0,25 \text{ m} \end{cases}$$

On prend $d = 0,40 \text{ m}$.

$$h = d + 5 = 0,45 \text{ m}.$$

VIII.5.3. Vérification de la stabilité :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismique reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement.

$B' > 6 e$; tel que ; e : excentricité.

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{31,30}{840,74} = 0,043 \text{ m}.$$

$2 m > 0,223 \text{ m}$ Condition vérifiée.

VIII.5.4. Calcul du ferrailage :

On applique la méthode des bielles :

A l'état limite ultime :

$$\begin{cases} A_{au} = \frac{N_{sdu}'(A-a)}{8d_a \times \sigma_{st}} \\ A_{bu} = \frac{N_{sdu}'(B-b)}{8d_b \times \sigma_{st}} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$N_{sdu}' = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 1,21 \text{ MN}$$

$$d_a = d_b \approx d = 0,40 \text{ m}.$$

VIII.5.5. Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité est définie comme suite :

$$\frac{B-b}{4} \leq d_a \text{ et } d_b \leq A - a$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$0,25 \leq 0,40 \leq 1$ Condition vérifiée.

$$A_a = \frac{1,21 \cdot (2-1)}{8 \cdot 0,4 \cdot 347,82}$$

$$A_b = \frac{1,21 \cdot (2-1)}{8 \cdot 0,4 \cdot 347,82}$$

$$A_a = A_b = 10,88 \text{ cm}^2$$

$$A_a = A_b = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

On ajoute aussi des armatures de couture (de peau) de diamètre $\varnothing 12$ (10T12).

Avec un espacement de 17 cm.

VIII.5.6. Type d'ancrage :

l_s : Est donnée par la formule suivante : $l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6[\psi^2 \times f_{t28}] = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm.}$$

$$\frac{B}{8} = 25 \leq l_s < \frac{B}{4} = 50 \text{ cm.}$$

Le choix de type d'ancrage :

- Ancrage courbe : toutes les barres seront prolongées aux extrémités avec courbe.
- Ancrage droit : toutes les barres seront droites sans courbe aux extrémités.

Donc on utilise le premier type.

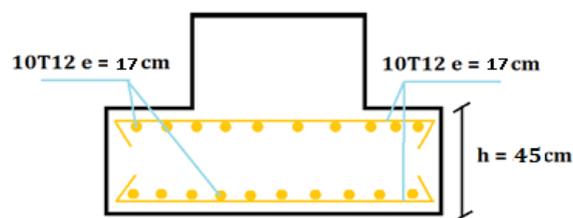


Figure VIII.3 : Vue en élévation du ferrailage.

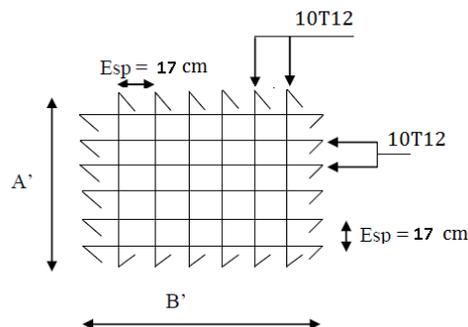


Figure VIII.2 : Vue en plan des armatures principale.

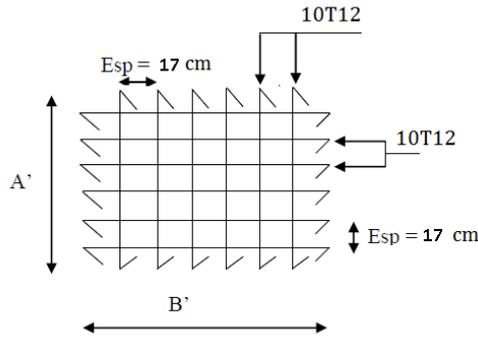


Figure VIII.3: Vue en plan des armatures de peau.

VIII.6. Les fûts :

VIII.6.1. 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 $A_{st} = 18T14 = 27,70 \text{ cm}^2$.

Avec des cadres $\emptyset 10$.

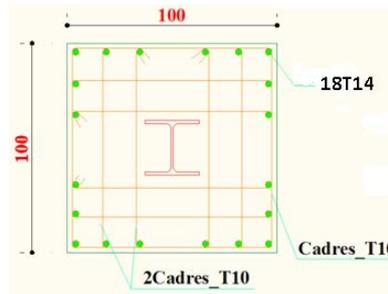


Figure VIII.6 : Vue en plan des ferrailages de fût.

VIII.7. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

VIII.7.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le *RPA99 v2003*, pour un sol de type *S3* les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$.

On prend $S = 30 \times 40 \text{ cm}$.

VIII.7.2. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left[\frac{N}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right].$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols *S3* ($\alpha = 15$).

- **L'ELU :**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1128,31}{15} = 75,23 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,07523}{347,83} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

• **L'ELS :**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{816,73}{15} = 54,45 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,05445}{201,6} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (30 \times 40) = 7,2 \text{ cm}^2$.

On prend $A_{st} 8T12 = 9,048 \text{ cm}^2$.

VIII.7.3. Vérification de condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 17,25 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

VIII.7.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; 12; \frac{300}{10}\right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (Cadre + étrier).

$$S_t \leq (200 \text{ mm} ; 15\phi_t) \rightarrow S_t \leq (200 \text{ mm} ; 120 \text{ mm}) \text{ On prend } S_t = 100 \text{ mm}.$$

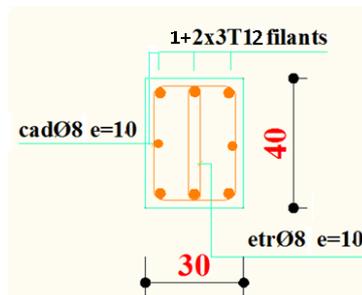


Figure VIII.4 : Ferrailage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude a été l'occasion parfaite pour mettre en pratique nos connaissances acquises durant nos années d'études et de les approfondir aussi sur la manière d'utiliser les différents règlements techniques et codes de construction ainsi que de nous familiariser avec les différents logiciels de calcul et d'analyses tels que le CYPECAD et l'AUTOCAD.

Les différents éléments de la structure sont dimensionnés à l'ELS puis vérifiés sous les combinaisons les plus défavorables pour assurer la stabilité de la structure sous différentes charges (Neige et Vent, séisme, à L'ELU...) suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul

On a aussi pu comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt garantir la sécurité structurale de la construction et aussi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

BIBLIOGRAPHIE

Documents :

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne « *D.T.R-BC-2.2* » ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie)
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne « *D.T.R-C-2-47* » ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie)
- [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne « *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 Algérienne *D.T.R-BC-2-48* ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « *RPA 99/ VERSION 2003* ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie)
- [7] : « *Eurocode 3* ».
- [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* » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

Mémoires

- REKKAB AFFAF, Etude d'un bâtiment (R+2) en charpente métallique. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
- MALTI SOFIANE, Etude d'un bâtiment métallique. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
- TRIGUI H.Y, Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3), Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
- MIDOUN M. H, MOSTEFAOUI W, 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 à Sigg.). Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).

Annexe A:

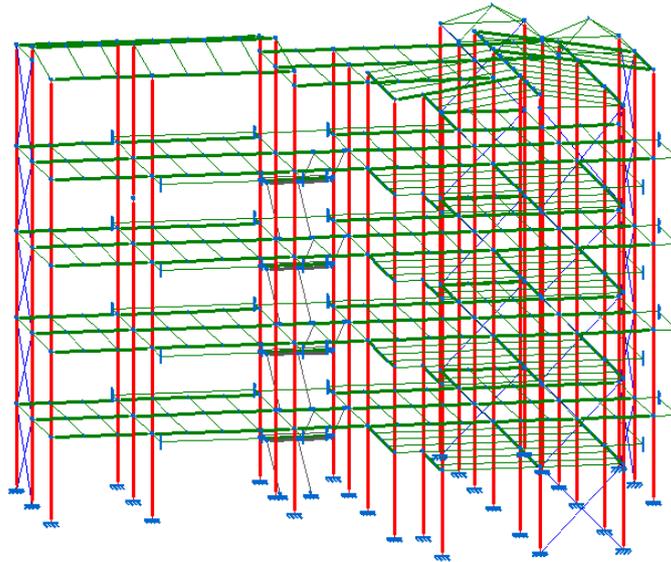
CypeCad V2015

Auteur : Zakarya Chouia

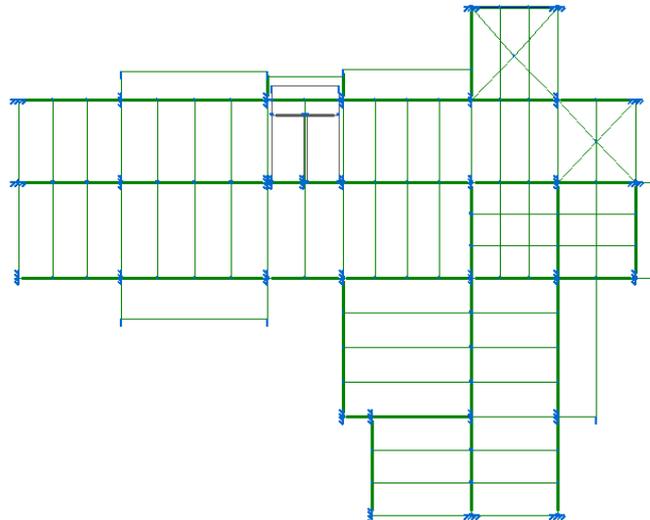
Fichiers : BLOC A.ed3

Projet : Modélisation d'un bâtiment R+4

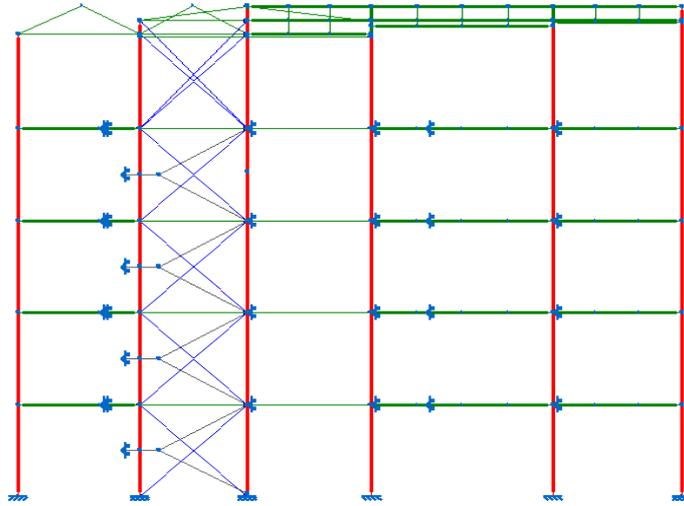
Vu en 3D :



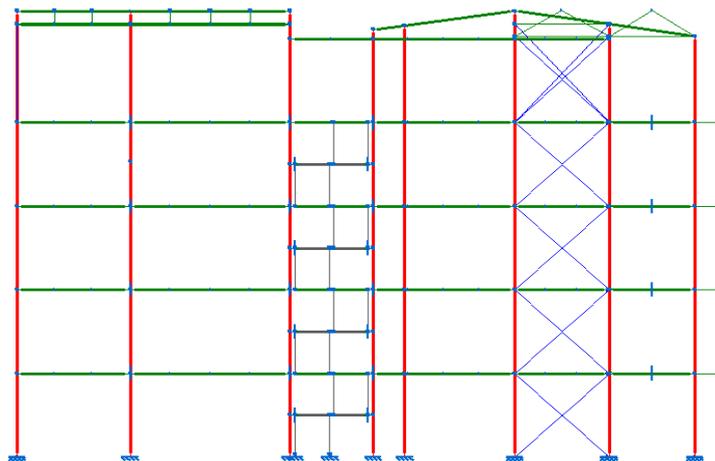
Vu en plan :



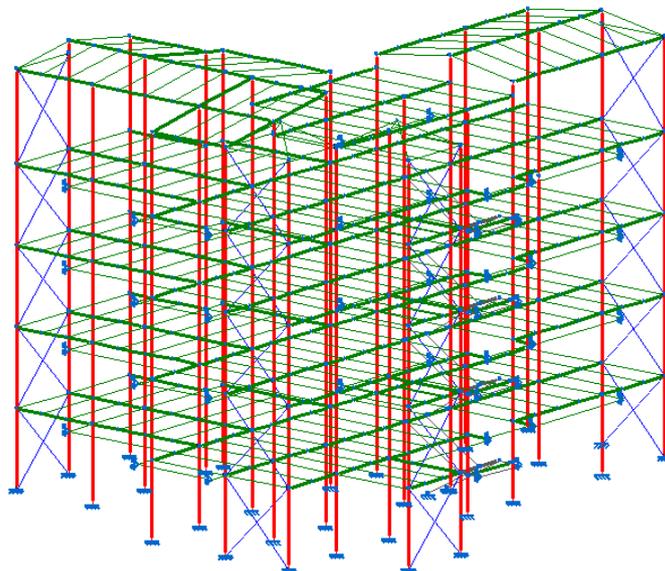
Contreventements des portiques longitudinaux :



Contreventements des portiques transversaux :



Contreventement oblique :



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

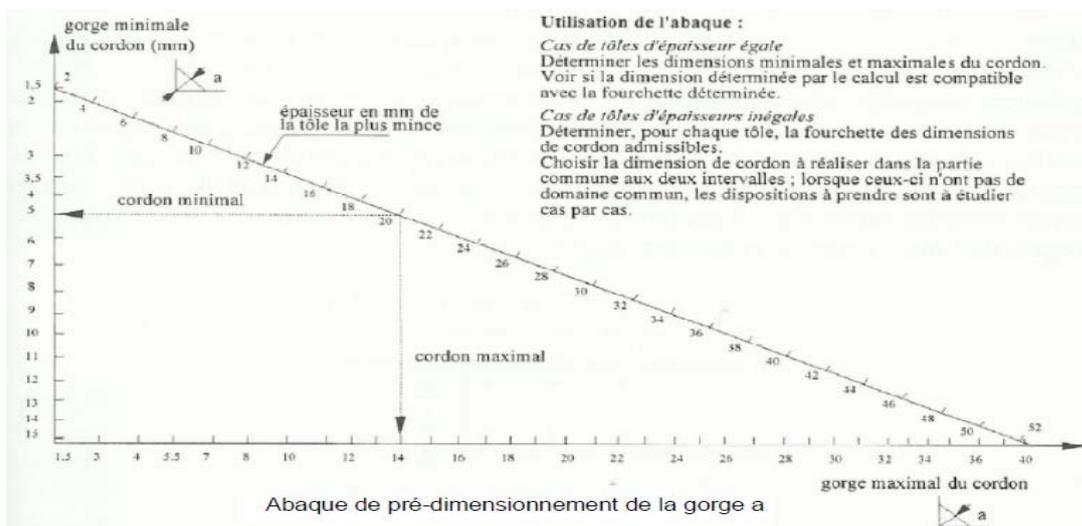
Caractéristique des boulons

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
22	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons





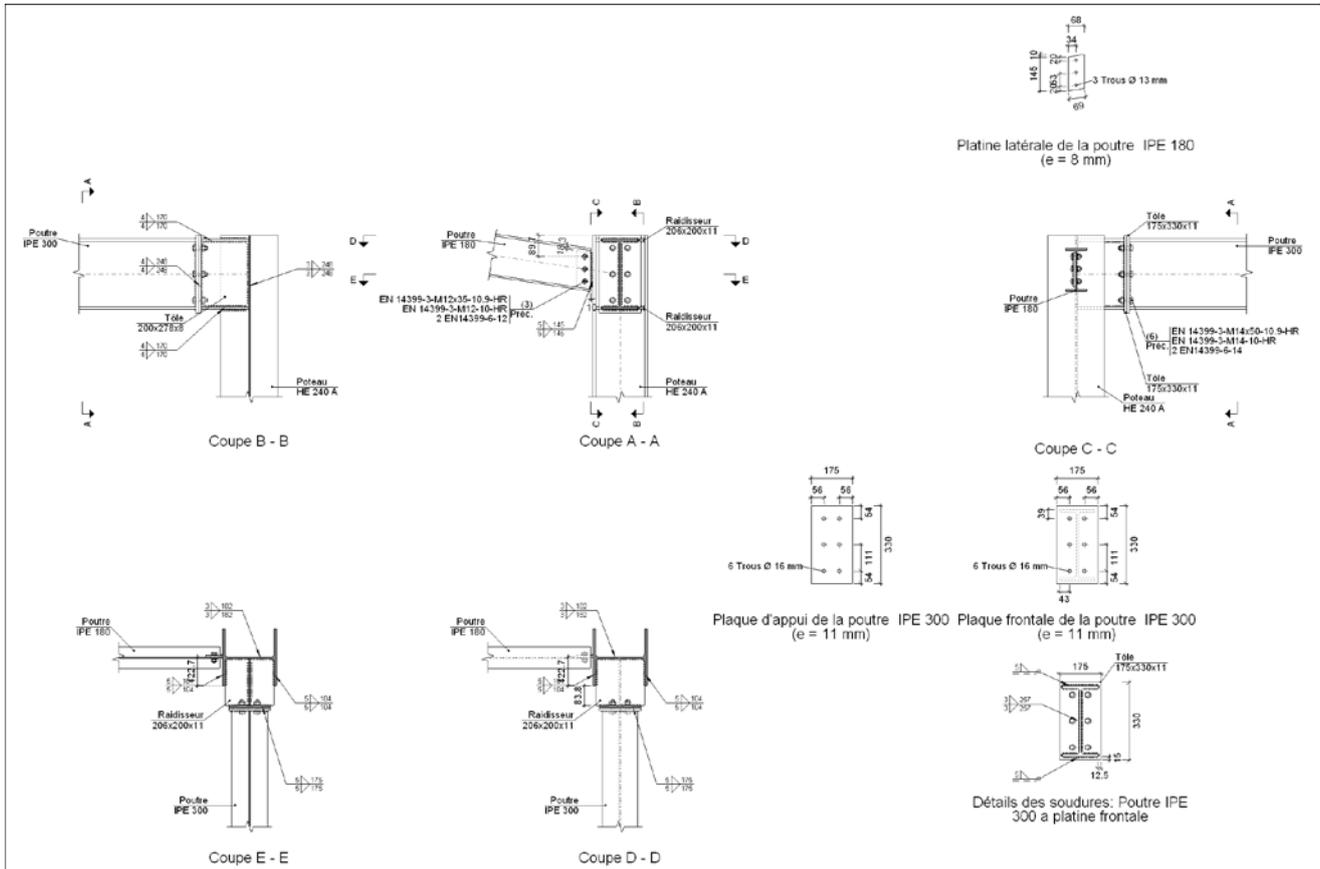
CypeCad Cype 3D base metal V2015 :

Auteur : Zakarya Chouia

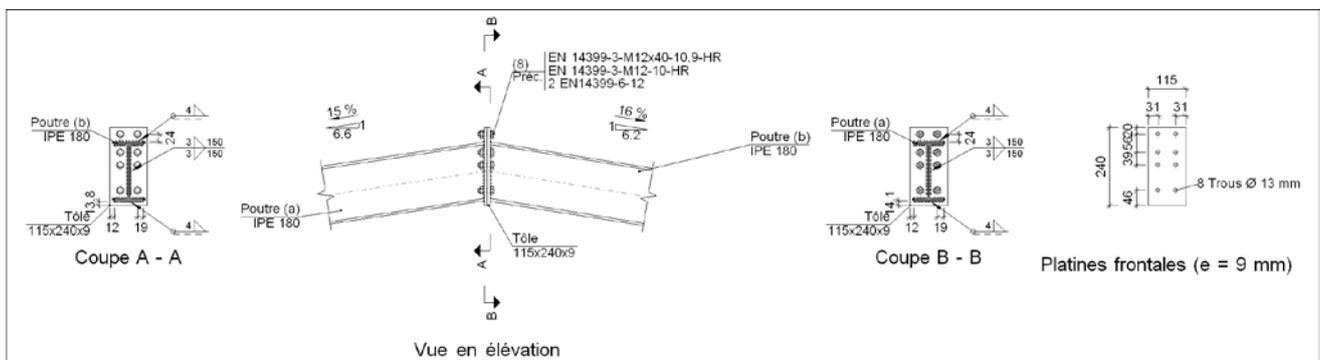
Fichiers : assemblages.ed3.

Projet : Etude des assemblages

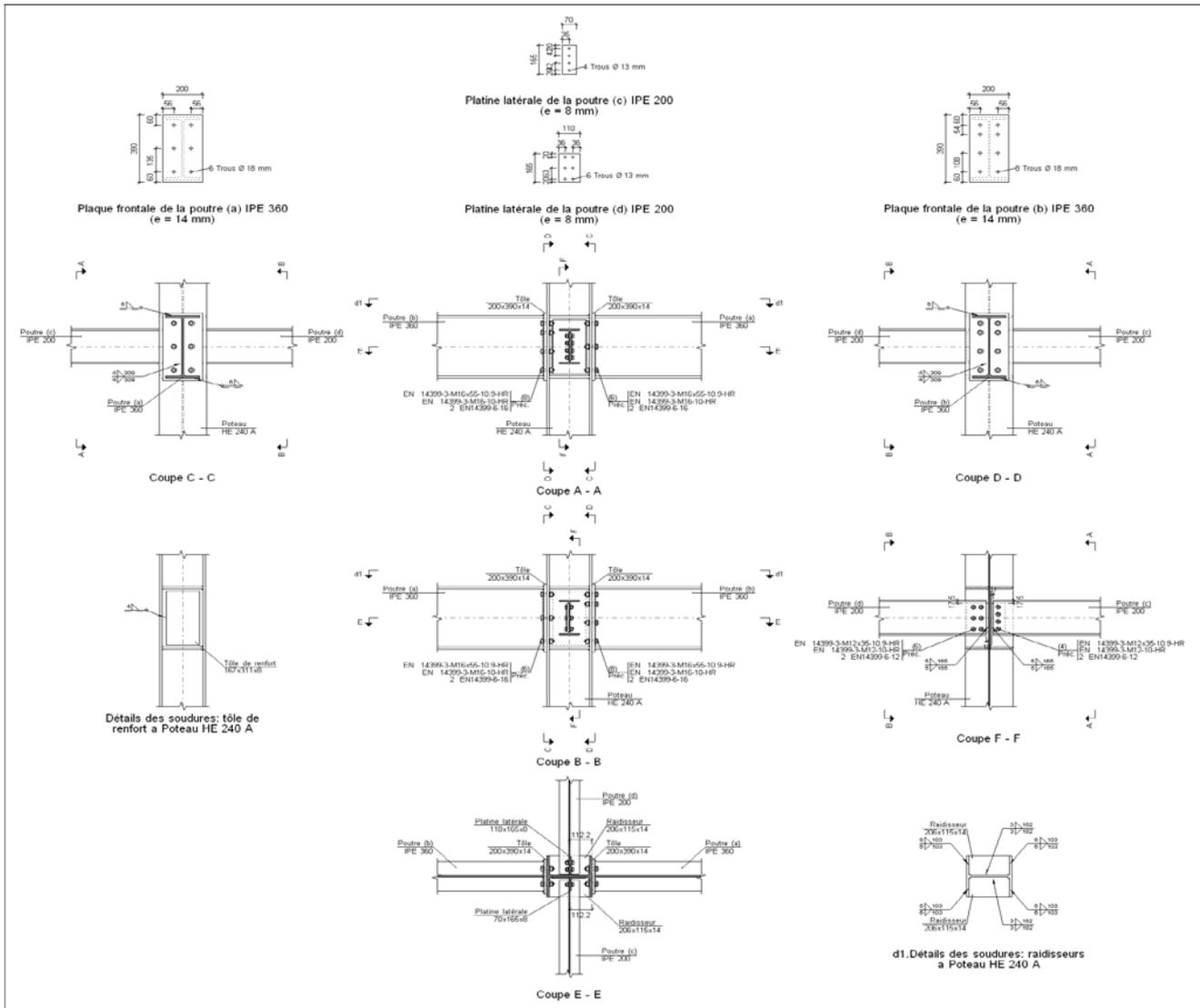
Assemblage Poteau-Traverse :



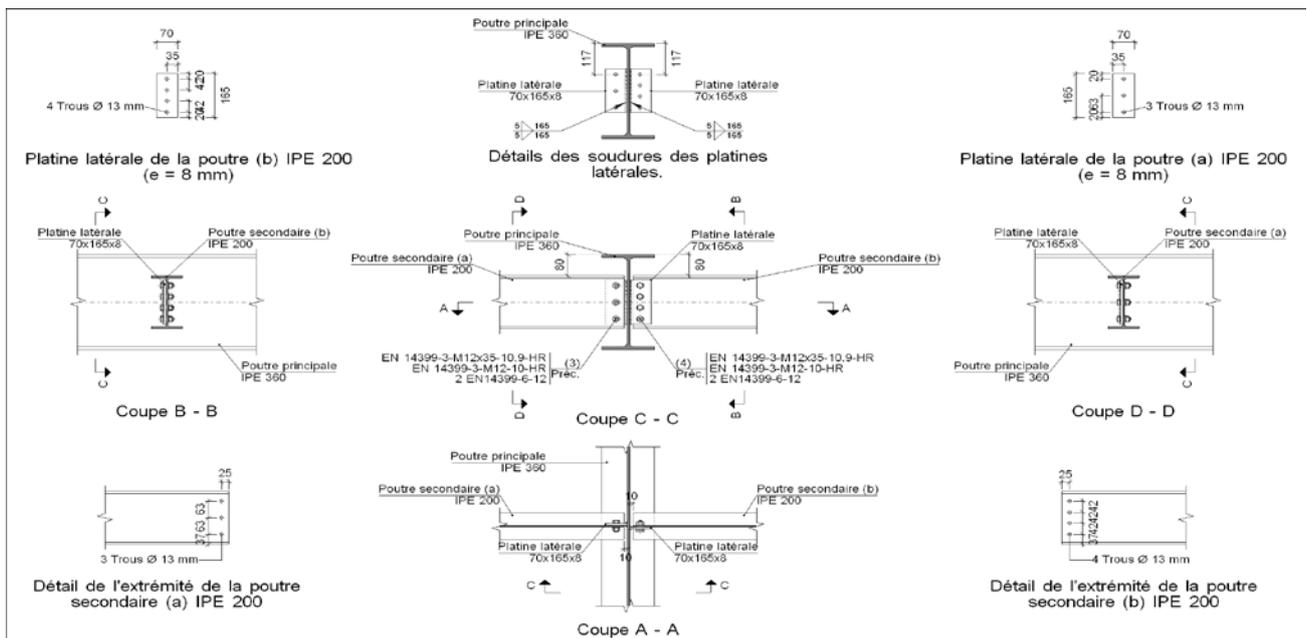
Assemblage Traverse-Traverse :



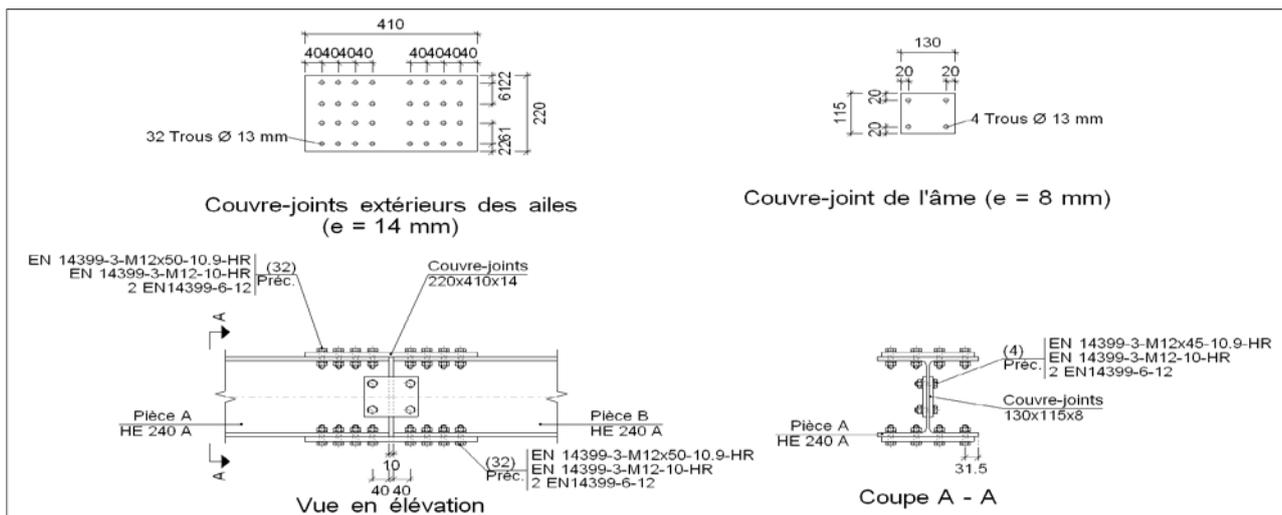
Assemblage Poteau-Poutre :



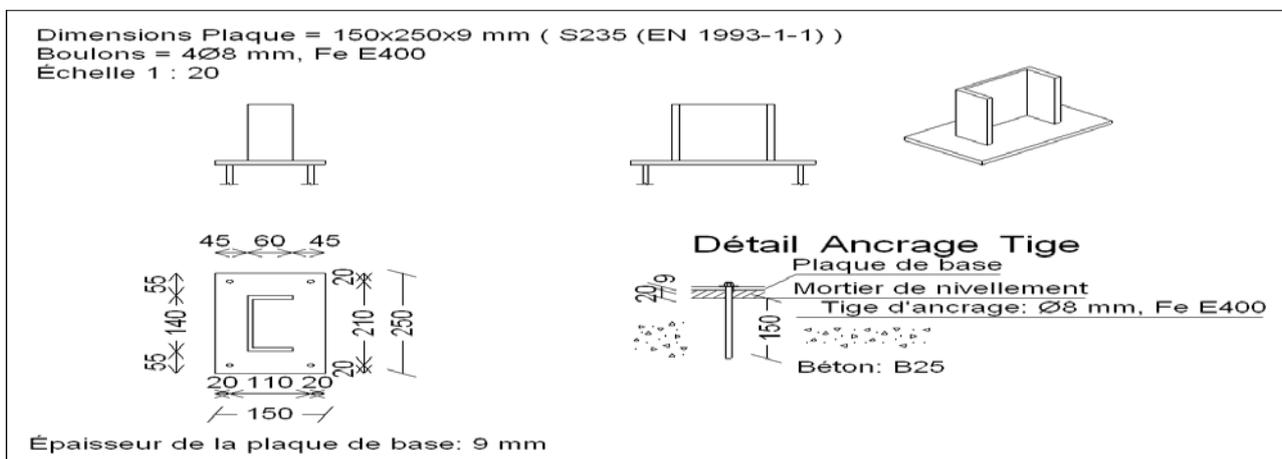
Assemblage Poutre-Solive :



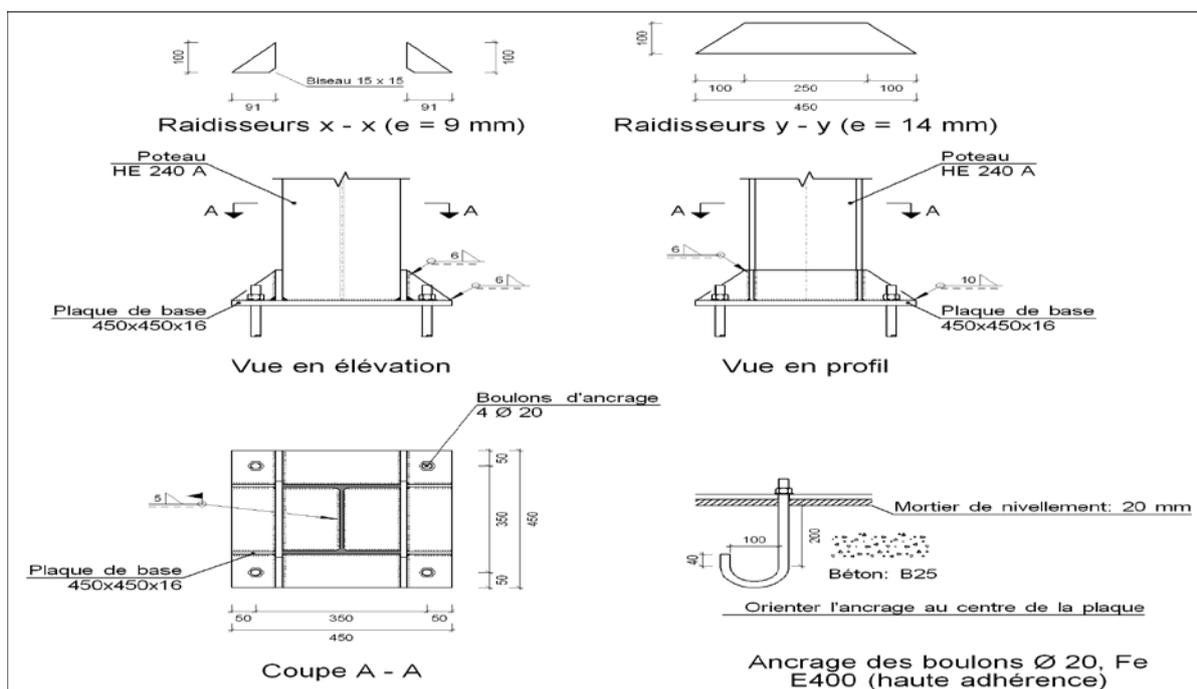
Assemblage poteau poteau :



Assemblage pieds d'escalier



Assemblage pied de poteaux



Annexe C :



Plan de fondation réalisé par CypeCad Cype 3D base metal V2015

