TABLE DES MATIERS

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 05

I.6. Matériaux utilisés 05

I.7. Les assemblages 05

I.8. Conception structurale 06

II DESCENTE DES CHARGES 08

II.1. Introduction 08

II.2. Charge permanente 08

II.3. Surcharges d'exploitations 11

II.4. La neige 12

II.5. Le vent 13

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 30

III.5. Valeurs limites des flèches 30

III.6. Sollicitation de calcul 30

III.7. Pré dimensionnement 31

IV ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.....44

IV.1. Introduction.....44
IV.2. Principe de la méthode 44
IV.3. Critères de classification par le RPA99 version2003.....44
IV.4. Analyse dynamique de la structure 45
IV.5. Vérification de la structure 50

V DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX ET SECONDAIRES..... 56

V.1. Introduction 56
V.2. Dimensionnement des poutres 56
V.3. Dimensionnement des poutres de console 59
V.4. Dimensionnement des poteaux.....60
V.5. Dimensionnement des contreventements.....62
V.6. Dimensionnement des solives 63
V.7. Dimensionnement des solives de console.....64
V.8. Dimensionnement des escaliers.....66

VI ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT 73

VI.1. Introduction.....73
VI.2. Calcul de plancher de toiture 73
VI.3. Calcul de plancher d'étage courant 80

VII ETUDE DES ASSEMBLAGES 86

VII.1. Introduction 86
VII.2. Fonctionnement des assemblages 86
VII.3. Rôle des assemblages 87
VII.4. Calcul des assemblages 88

VIII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....103

VIII.1. Introduction.....103
VIII.2. Documents utilisés 103
VIII.3. Le rapport géotechnique 103
VIII.4. Caractéristiques des matériaux 104
VIII.5. Les charges à considérer.....104

VIII.6. Type de fondation 105
VIII.7. Effort sollicitant 105
VIII.8. Dimensionnement de la plaque d'assise 105
VIII.9. Vérification de la tige d'ancrage 107
VIII.10. Les faux-puits 108
VIII.11. Calcul des semelles 110
VIII.12. Les fûts 113
VIII.13. Calcul des longrines 114

CONCLUSION 116

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure I.1: Vue aérienne du projet par Google Earth. 02
Figure I.2: Localisation du site du projet dans les zones sismiques 03
Figure I.3 : Vue en 3D du bâtiment avec cotations. 03
Figure I.4 : Plan de façade principal. 04
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. 12
Figure II.2 : Force exercée sur une cheminée. 12
Figure II.3 : Action du vent suivant la direction V1 et V2. 13
Figure II.4 : Vue en plan présenter la direction V1 et V2. 13
Figure II.5 : Répartition de la pression dynamique. 16
Figure II.6: Légende pour les parois verticales. 20
Figure II.7 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales. 20
Figure II.8 : Légende pour les toitures a deux versants. 21
Figure II.9 : Valeur de C_{pe} pour la toiture. 21
Figure II.10 : Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I (V1). 24
Figure II.11: Légende pour les parois verticales. 24
Figure II.12: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales. 25
Figure II.13 : Légende pour les toitures a deux versants. 25
Figure II.14 : Valeur de C_{pe} pour la toiture. 26
Figure II.15 : Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I (V2). 28
Figure III.1 : Présentation schématique des solives. 31
Figure III.2 : L'orientation des consoles. 35
Figure III.3 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 42
Figure IV.1 : Spectre de réponse suivant X. 48
Figure IV.2 : Spectre de réponse suivant Y. 48
Figure IV.3: Les trois premiers modes de vibration lors du séisme. 49
Figure V.1 : Disposition et dimensions des éléments de l'escalier. 67
Figure V.2 : Escaliers en charpente métallique. 67

Figure V.3 : Les compositions de la marche. 68
Figure V.4 : Descente des charges sur l'escalier. 69
Figure VI.1: Les dimensions de la tôle Hi-bond 55. 73
Figure VI.2 : Eléments constructifs du plancher mixte. 75
Figure VI.3: Largeur efficace de la dalle.....76
Figure VI.4 : Les dimensions d'un connecteur. 78
Figure VI.5: Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant. 79
Figure VI.6: Disposition des connecteurs. 79
Figure VII.1 : Assemblage poteau-traverse. 88
Figure VII.2 : Assemblage traverse –traverse. 90
Figure VII.3 : Assemblage Poteau-Poutre. 93
Figure VII.4 : Assemblage poutre-solive. 95
Figure VII.5 : Assemblage Poteau-Poteau. 97
Figure VII.6 : Assemblage de contreventement dans la semelle du poteau. 100
Figure VII.7 : Assemblage de contreventement dans l'âme du poteau. 100
Figure VII.8: Liaison entre deux diagonales continues. 102
Figure VIII.1 : Vue en 3D de pied de poteau. 108
Figure VIII.2 : La disposition des armatures de faux-puits. 109
Figure VIII.3 : Vue en élévation du ferraillage. 112
Figure VIII.4 : Vue en plan des armatures principale.....113
Figure VIII.5: Vue en plan des armatures de peau. 113
Figure VIII.6 : Vue en plan des ferraillages de fût. 114
Figure VIII.7 : Ferraillage de la longrine. 115

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Charge permanente d'un plancher courant. 08
Tableau II.2 : Charge permanente pour la toiture. 09
Tableau II.3 : Charge permanente d'un volé. 09
Tableau II.4 : Charge permanente d'un palier. 10
Tableau II.5 : Charge permanente des murs extérieurs. 10
Tableau II.6 : Charge permanente pour les murs intérieurs. 10
Tableau II.7 : Valeurs de la pression dynamique de référence. 14
Tableau II.8 : Définition des catégories de terrain. 14
Tableau II.9 : Coefficient de rugosité. 15
Tableau II.10 : Coefficient d'exposition au vent. 15
Tableau II.11 : La pression dynamique de pointe. 16
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. 21
Tableau II. 14 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur RDC (V1). 22
Tableau II.15 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur 1^{er} étage (V1). 22
Tableau II.16 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur $2^{éme}$ étage (V1). 22
Tableau II.17 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur $3^{éme}$ étage (V1). 23
Tableau II.18 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur $4^{éme}$ étage (V1). 23
Tableau II.19 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur la toiture (V1). 23
Tableau II.20 : Valeur C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire. 24
Tableau II.21 : C_{pe} pour les toitures a deux versants. 25
Tableau II.22 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur RDC (V2). 26
Tableau II.23 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur 1^{er} étage (V2). 26
Tableau II. 24 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur $2^{éme}$ étage (V2). 27
Tableau II.25 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur $3^{éme}$ étage (V2). 27
Tableau II.26 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur $4^{éme}$ étage (V2). 27
Tableau II.27 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur la toiture (V2). 27
Tableau III.1 : Valeurs limites des flèches. 30
Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE200. 32
Tableau III.3 : Vérification de flèche. 33
Tableau III.4: Vérification des sollicitations à l'ELU et l'ELS. 34

Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE240.....34
Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé IPE140.....34
Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé IPE220.....34
Tableau III.8 : Caractéristiques du profilé IPE240.....35
Tableau III.9 : Vérification de flèche de la P.P de rive étage courant.....37
Tableau III.10 : Vérification des sollicitations à l'ELU et l'ELS de la P.P de rive étage courant.....37
Tableau III.11 : Caractéristiques du profilé IPE270.....37
Tableau III.12 : Caractéristiques du profilé IPE300.....38
Tableau III.13 : Vérification de flèche de la P.P intermédiaire étage courant.....39
Tableau III.14 : Vérification des sollicitations à l'ELU et l'ELS de la P.P intermédiaire étage courant.....39
Tableau III.15 : Caractéristiques du profilé IPE360.....39
Tableau III.16 : Vérification de flèche des poutres de console.....41
Tableau III.17 : Vérification des sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutres de console.41
Tableau III.18 : Les charges reprisent par le poteau le plus sollicité.....42
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....47
Tableau IV.2 : Caractéristiques dynamiques de la structure.....50
Tableau IV.3 : Poids totale de la structure.....52
Tableau IV.4 : Les forces sismiques suivant les deux sens.....53
Tableau IV.5 : Comparaison de V_{dyn} t avec 80% V.....53
Tableau IV.6: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.....54
Tableau IV.7: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y.....54
Tableau IV.8 : Vérification dans le sens X de l'effet P-Δ.....55
Tableau IV.9 : Vérification dans le sens Y de l'effet P-Δ.....55
Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé L 40 × 4.....68
Tableau V.2 : Caractéristiques du profilé UPN 80.....70
Tableau V.3 : Caractéristiques du profilé IPE160.....71
Tableau VI.1: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.....73
Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons ordinaires et HR.....86
Tableau VIII.1 : Dimensions des faux-puits.....109
Tableau VIII.2 : Dimensions des semelles.....110

Rapport-Gratuit.com

LISTE DES NOTATIONS

Les charges :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : 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.

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.

Ct : Coefficient de topographie.

Cr : Coefficient de rugosité.

Ce : 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.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .

$Np_{l,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{Sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t\,sd}$: Effort normale de traction.

N_{csd} : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

n1,x : Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

Minuscules grecques

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

βw : Facteur de corrélation.

γM : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT}: Élancement de déversement.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

α : Facteur d'imperfection.

∅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.

δek : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices :

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.

INTRODUCTION GENERALE

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 bien que, en contrepartie, il présente certains inconvénients tels que son coût, la corrosion et sa faible résistance au feu. Ce ci implique, pour y pallier, de prévoir une protection adéquate telles que les peintures anti rouille pour lutter contre la corrosion ainsi que les peintures intumescentes 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. Ensuite vient 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». Dans le troisième chapitre, le pré-dimensionnement des éléments de la structure secondaire et porteurs selon le règlement «CCM97» a été réalisé.

Dans 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 logiciel «SAP2000 V14». Le système de contreventement de la structure a été ajouté afin d'assurer la stabilité.

Le cinquième chapitre traite le dimensionnement des éléments de la structure porteurs et secondaire, 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. 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 s'oriente vers l'étude structurale d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation en (R.D.C + 4 étages).

Le bâtiment occupe une assiette de : 417 m² avec une hauteur de 17,53 m.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux. poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier).

L'ouvrage est composé d'un rez-de-chaussée et de 4 niveaux de logements. Chaque niveau est composé de quatre logements.»

Les dalles d'étage courant sont en plancher collaborant de 12cm.

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

I.2. Localisation :

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

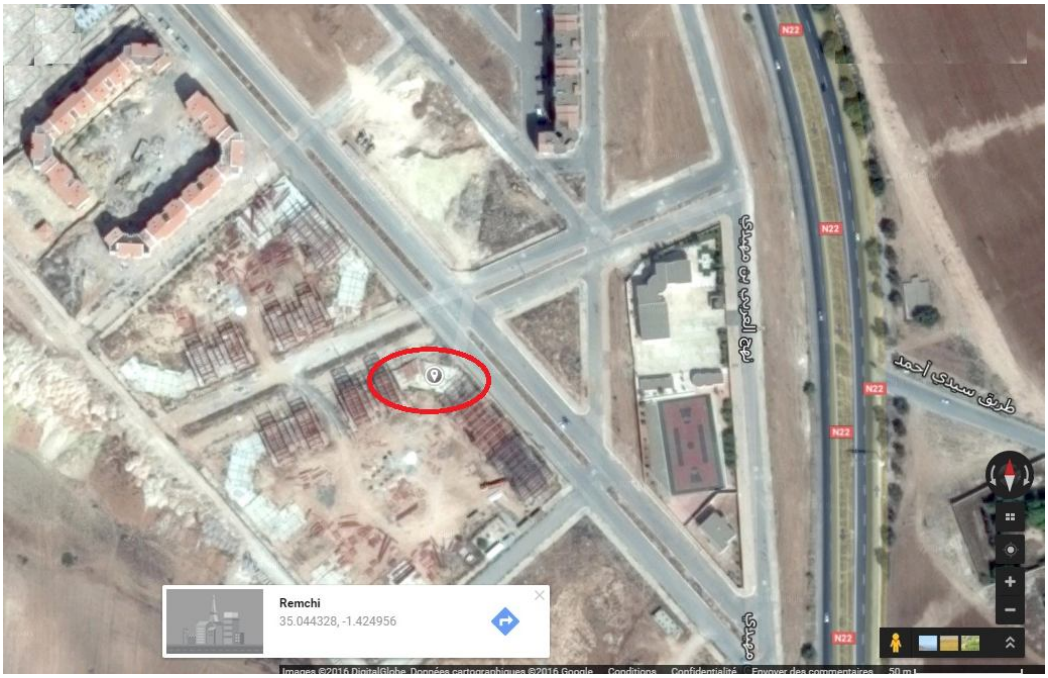


Figure I.1: Vue aérienne du projet par Google Earth.

Le site présente aussi les caractéristiques géotechniques et sismique suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de 1,8 bars (rapport géotechnique du sol).
- Altitude = 200 m.

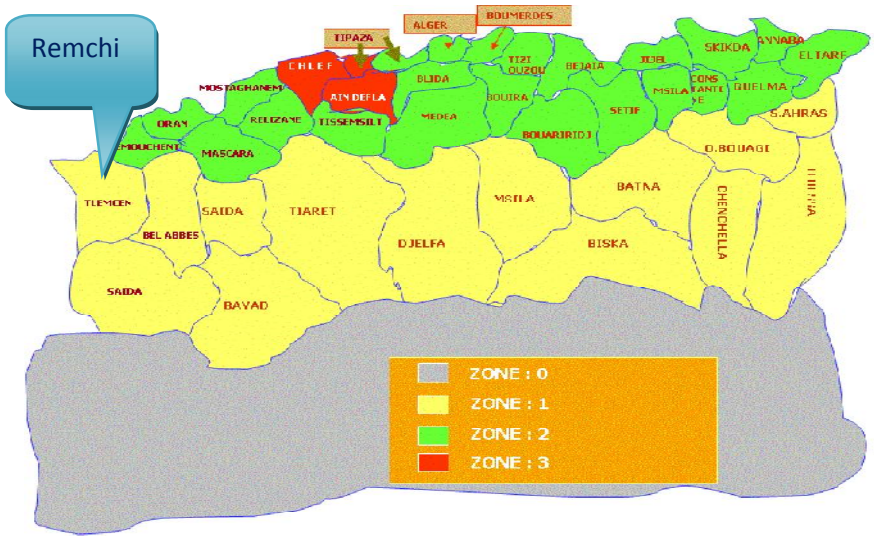


Figure I.2: Localisation du site du projet dans les zones sismiques.

I.3. Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment :

Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- $L_1 = 8{,}78$ m.
- $L_2 = 6{,}40$ m.
- $L_3 = 18{,}00$ m.
- $L_4 = 12{,}78$ m.
- Hauteur d'étage $H_{étage} = 3{,}4$ m. Avec une hauteur total de $H_{Total} = 17{,}53$ m.
- La pente du versant est $\alpha = 5°$.

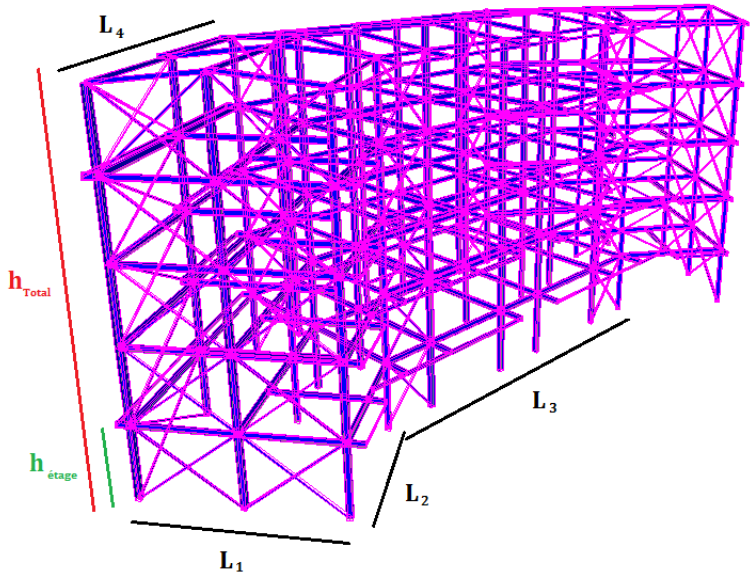


Figure I.3 : Vue en 3D du bâtiment avec cotations.

Les plans de façade et de rez de chaussée sont donnés par la suite :

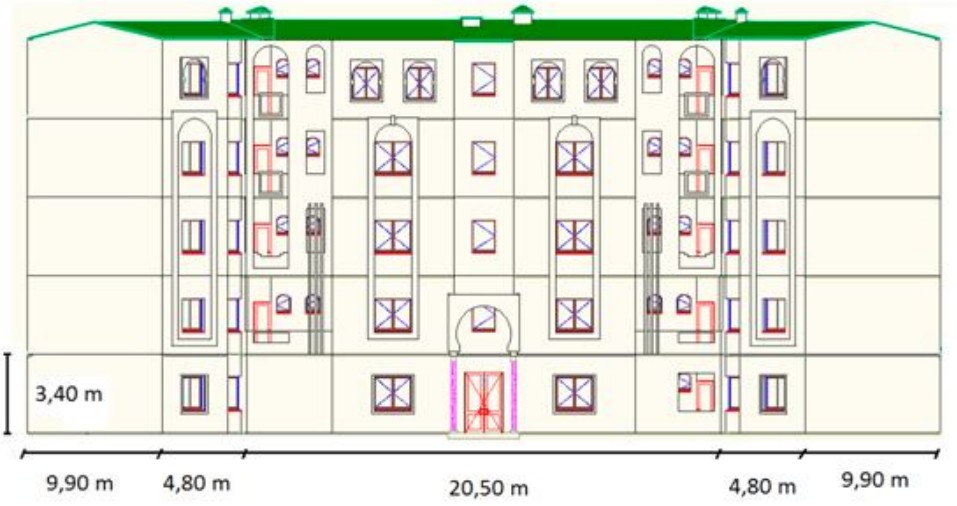


Figure I.4 : Plan de façade principal.

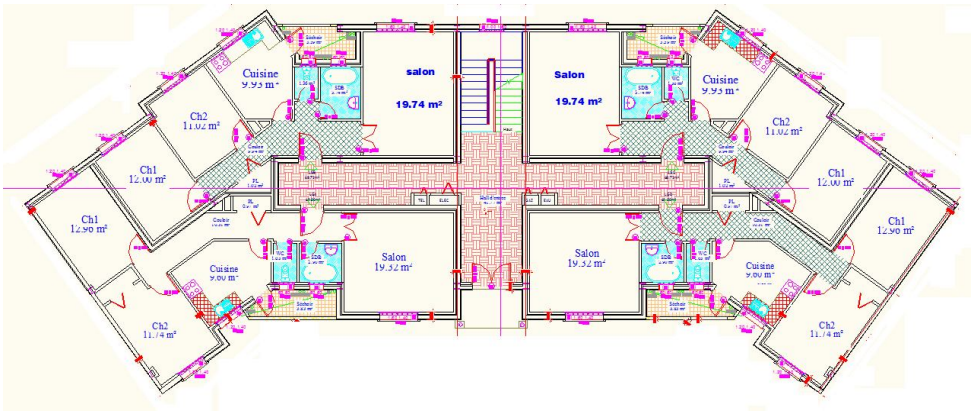


Figure I.5 : Plan rez de chaussée.

Un logement contient des chambres CH1 (12,96 m²), CH2 (11,74 m²) et un salon de (19,32 m²), avec une surface de cuisine de (9,60 m²) sans oublier la surface des salles d'eau : WC (1,63 m²) et S.D.B (2,90 m²), pour le couloire de circulation, il occupe une surface de (10,31 m²) et le séchoir est de (3,83 m²).

I.4. Règlements utilisés :

Les règlements utilisés sont :

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

I.5. Logiciels utilisés :

- SAP2000 V14.
- AutoCAD 2010.
- ROBOT.

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 MPa.
- La résistance à la traction : f_u = 360 MPa.
- La masse volumique : ρ = 7850 Kg/m^3.
- Module d'élasticité longitudinale : E = 210000 MPa.
- Module d'élasticité transversale : G = 84000 MPa.

I.6.2. Le béton :

Le béton présente les caractéristiques suivant :

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

I.7. Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.7.1. Le boulonnage :

Le boulonnage et 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.

Les boulons HR comprennent 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 joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

I.8. Conception structurale :

On a deux types de structure :

I.8.1. Structure horizontale :

On désigne par structure horizontale les 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.

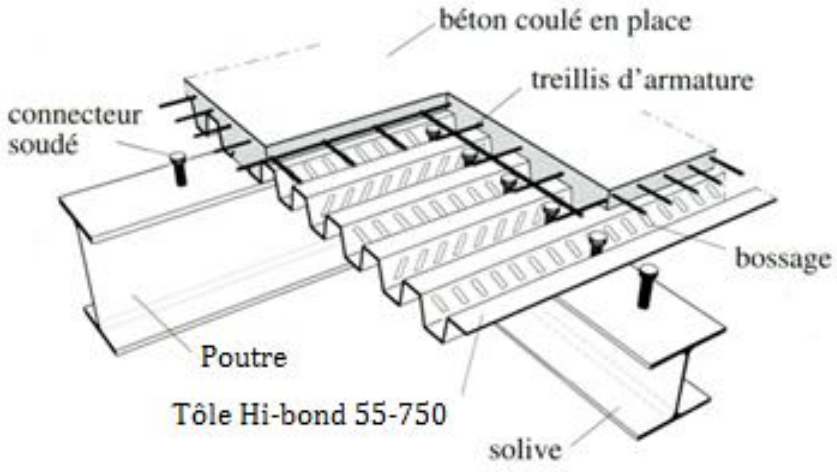


Figure I.6 : Construction d'un plancher collaborant.

I.8.1.2. Plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf que le versant est incliné par une pente. 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.

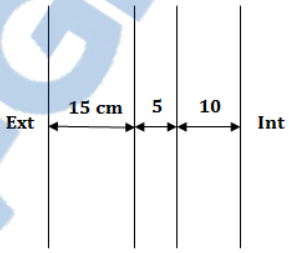


Figure I.7 : Coupe sur un mur en double parois.

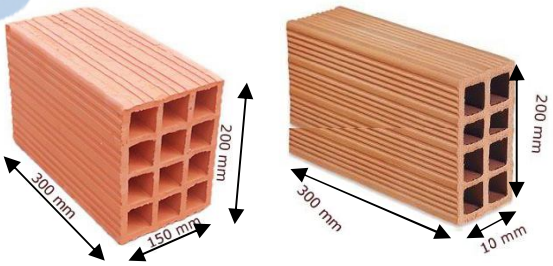


Figure I.8: Les dimensions de brique utilisée.

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** a 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** a l'extrémité et au milieu.

Rapport-Gratuit.com

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre bâtiment, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et les effets climatiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges). [1]

On procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés 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.

Type	Charges permanents (daN /m²)
Brique ép =10cm	0,1×900 = 90
Revêtement intérieur	40
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02×20×100 = 40
Mortier de pose (2 cm)	0,02×20×100 = 40
Isolation thermique (4 cm)	0,04×400 = 16
Poids de la dalle ép (12cm)	0,12×2500 = 300
Hi-bond 55	13
Faux plafond	10
Total :	549 daN/m²

II.2.2. La toiture “inaccessible“ :

Tableau II.2 : Charge permanente pour la toiture.

Type	Charges permanents (daN /m²)
Tuiles canal (voliges y comprises)	50
Isolation thermique (4 cm)	0,04×400 = 16
Poids de la dalle ép (6cm)	0,08×2500 = 200
Hi-bond 55	13
Faux plafond	10
Total :	289 daN/m²

II.2.3. Escalier :

II.2.3.1. Volé :

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

Type	Charges permanents (daN /m²)
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02×20×100 = 40
Mortier de pose (2 cm)	0,02×20×100 = 40
Tôle striée	45
Garde corps	15
Total :	140 daN/m²

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

II.2.3.2. Palier :

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

Type	Charges permanents (daN /m²)
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02×20×100 = 40
Mortier de pose (2 cm)	0,02×20×100 = 40
Poids de la dalle ép (12cm)	0,08×2500 = 200
Hi-bond 55	13
Total :	293 daN/m²

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.

Type	Charges permanents (daN /m²)
Brique ep = 10cm	2×0,1×900 =180
Revêtement extérieur et intérieur	28
Total :	208 daN/m²

En considérant les 30 % d'ouvertures …….208×0,7 = 145,6 daN/m².

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.

Type	Charges permanents (daN /m²)
Brique ép =10cm	0,1×900 = 90
Revêtement intérieur	40
Total :	130 daN/m²

En considérant les 10 % d'ouvertures ……130×0,9 = 117 daN/m².

II.3. Surcharges d'exploitations :

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquents 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).

Toiture	100 daN/m²
Plancher étage courant	150 daN/m²
Escalier	250 daN/m²
Balcon	350 daN/m²

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 = μ Sk KN/m²

Coefficient de forme de toiture : α = 5° donc μ = 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) du site considéré par rapport au niveau de la mer H = 200 m.

$S_K = \frac{(0,04 \times H)+10}{100} = \frac{(0,04 \times 200)+10}{100} = 0,18\ KN/m^2$

$S = 0,8 \times 0,18 = 0,144\ KN/m^2$

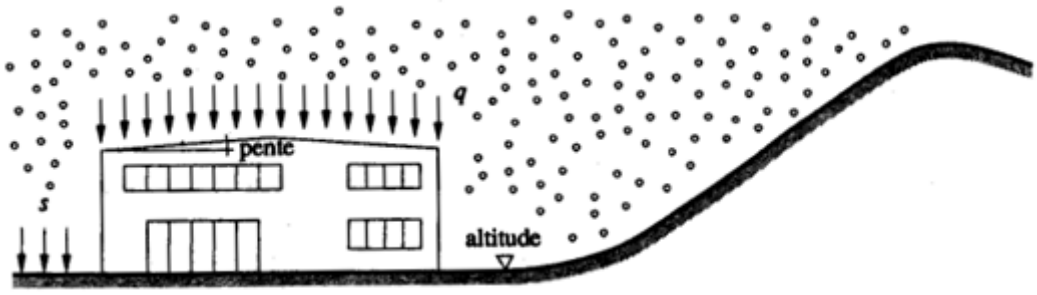


Figure II.1: Action due à la neige.

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.

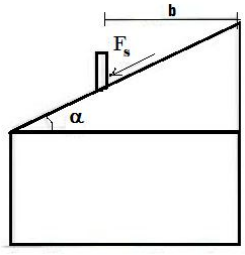


Figure II.2 : Force exercée sur une cheminée.

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

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

$1 \rightarrow F_s = 0{,}144 \times 2 \times \sin 5° = 0{,}025$ KN/m

$2 \rightarrow F_s = 0{,}144 \times 2 \times \sin 5° = 0{,}025$ KN/m

$3 \rightarrow F_s = 0{,}144 \times 0{,}85 \times \sin 5° = 0{,}011$ KN/m

II.5. Le vent :

Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.

Le but du calcul de la pression du vent et d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la structure.

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

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

Sens V1 : Façade latérale.

Sens V2 : Façade principale.

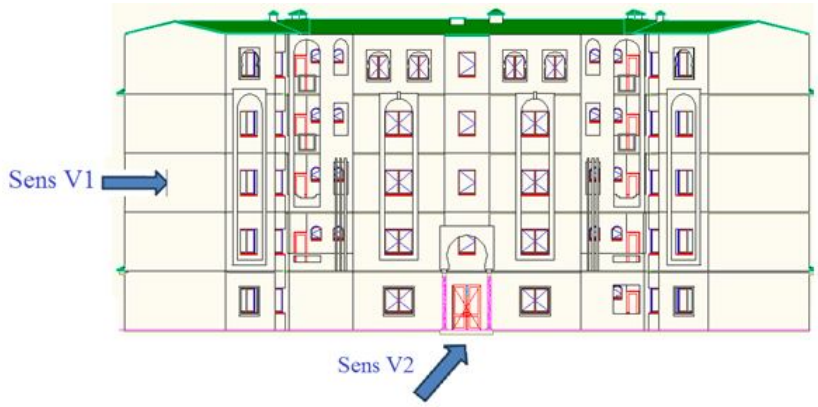


Figure II.3 : Action du vent suivant la direction V1 et V2.

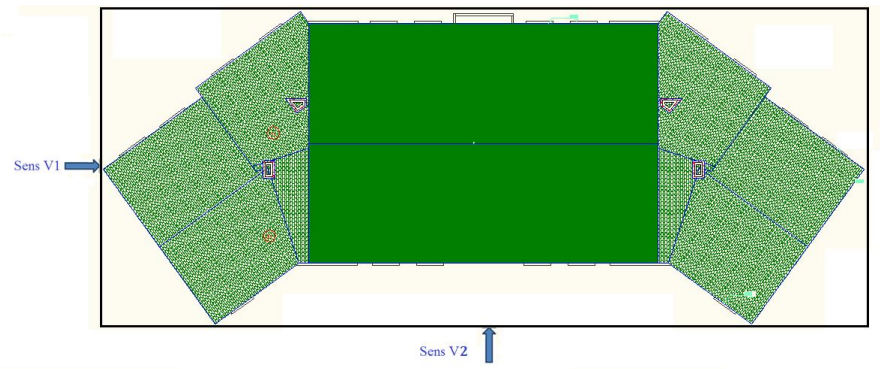


Figure II.4 : Vue en plan présenter la direction V1 et V2.

Le bâtiment est classé en catégorie II → $V_{réf}$ = 27 m/s

- **Données relatives au site :**

Remchi (Tlemcen) se trouve en zone II.

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

Zone	$q_{réf}$ (N/m²)
II	435

Avec :

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

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

Tableau II.8 : Définition des catégories de terrain.

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

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimal.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient.

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

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

Ce(z) est donné par : $Ce(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) \times [1+7I_v(z)]$.

Ct : Coefficient de topographie.

Cr : Coefficient de rugosité.

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

z (m) : La hauteur considérée.

II.5.2.1. Coefficient de topographie Ct(z) :

Le coefficient de topographie Ct(z) prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées…

Ct(z) =1 Site plat.

II.5.2.2. Coefficient de rugosité Cr(z) :

Le coefficient de rugosité Cr(z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\begin{cases} Cr(z) = Kt \times Ln\left(\frac{z}{Zo}\right) & \text{la 1er pour } z > zmin \\ Cr(z) = Kt \times Ln\left(\frac{Zmin}{Zo}\right) & \text{la 2éme pour } z \leq zmin \end{cases}$$

Tableau II.9 : Coefficient de rugosité.

Niveau	**Zj(m)**	**Cr(Zj)**
RDC	1,70	0,539
1	5,10	0,539
2	8,50	0,539
3	11,90	0,5795
4	15,30	0,6383
Toiture	17,7068	0,6725

II.5.2.3. Intensité de la turbulence :

Il est donné par la formule suivant :

$$\begin{cases} Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times Ln\left(\frac{z}{Zo}\right)} & \text{la 1er pour } z > zmin \\ Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times Ln\left(\frac{Zmin}{Zo}\right)} & \text{la 2éme pour } z \leq zmin \end{cases}$$

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

Niveau	**Zj(m)**	**Cr(Zj)**	**I_v**	**Ce(z)**
RDC	1,70	0,539	0,434	1,173
1	5,10	0,539	0,434	1,173
2	8,50	0,539	0,434	1,173
3	11,90	0,579	0,403	1,285
4	15,30	0,638	0,366	1,453
Toiture	17,70	0,672	0,348	1,554

II.5.3. La pression dynamique de pointe q_p :

Elle est donnée par la formule suivant :

$\mathbf{q_p}(z_e) = q_{réf} \times Ce(z_e)$ [N/m²]

$q_{réf}$: 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)**	**I_v**	**Ce(z)**	**q_p(N/m²)**
RDC	1,70	0,539	0,434	1,173	510,574
1	5,10	0,539	0,434	1,173	510,574
2	8,50	0,539	0,434	1,173	510,574
3	11,90	0,579	0,403	1,285	558,996
4	15,30	0,638	0,366	1,453	632,040
Toiture	17,70	0,672	0,348	1,554	675,969

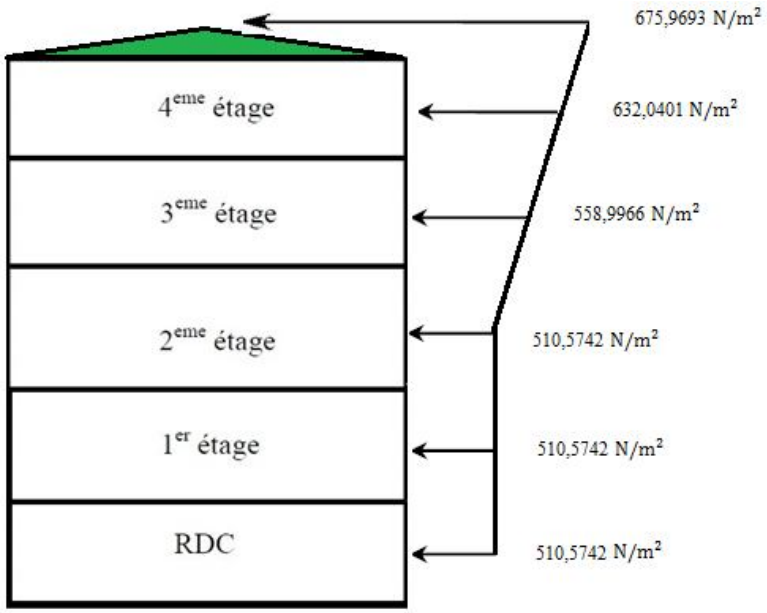


Figure II.5 : Répartition de la pression dynamique.

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 :**

Il est donné par la formule suivant :

$C_d = \frac{1+2\times g\times Iv(Zeq)\times\sqrt{Q^2+R^2}}{1+7Iv(Zeq)}$ Ou :

Zeq (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.

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

  $Z_{eq} = 0{,}6\times 17{,}706 = 10{,}624\ m > Z_{min}$

II.5.4.1. Partie quasi-statique :

Elle est donnée par la formule suivant :

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

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction.→b = 16,158m et h = 17,706m

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

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

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

→ $z_{min} \leq 10{,}62 \leq 200$ m → $Li(10{,}62) = 41{,}98$ m → $Q^2 = 0{,}559$

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 décrément logarithmique d'amortissement structural → $\delta = \delta s + \delta a$

δs : le decrement logarithmique d'amortissement structural → $\delta s = 0{,}05$

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

$\delta a = 0$ (§3.3.2. RNV99 version 2013).

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

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

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

N_x : Est la frequence adimensionnelle dans la diraction x du vent .

$N_x = \frac{n_{l,x}\times l_{i(zeq)}}{V_{m(zeq)}}$ (§3.3.2. RNV99 version 2013).

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

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

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

h : La hauteur total de la structure $\rightarrow f = 0{,}177$ m $\rightarrow$ $n_{1.x} = 1{,}188$

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

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

$C_r(Z_{eq}) = Kt \times Ln\left(\frac{Zeq}{Zo}\right) = 0{,}234\times Ln\left(\frac{10{,}624}{1}\right) = 0{,}5529$

$Vm(Z_{eq}) = 14{,}93$ m/s

$N_x = \frac{1{,}188\times 41{,}98}{14{,}93} = 3{,}34$

$R_N = \frac{6{,}8\times 3{,}34}{(1+10{,}2\times 3{,}34)^{5/3}} = 0{,}06$

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

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

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

Avec :

$\eta_h = \frac{4{,}6\times N_x\times h}{l_{i(zeq)}} \rightarrow \eta_h = \frac{4{,}6\times 3{,}34\times 17{,}706}{41{,}98} = 6{,}482$

$\eta_b = \frac{4{,}6\times N_x\times b}{l_{i(zeq)}} \rightarrow \eta_b = \frac{4{,}6\times 3{,}34\times 16{,}168}{41{,}98} = 5{,}919$

$R_h = \left(\frac{1}{6{,}482}\right) - \left(\frac{1}{2\times 6{,}482^2}\right)\times(1 - e^{-2\times 6{,}482}) = 0{,}142$

$R_b = \left(\frac{1}{5{,}919}\right) - \left(\frac{1}{2\times 5{,}919^2}\right)\times(1 - e^{-2\times 5{,}919}) = 0{,}154$

$\rightarrow R^2 = \frac{\pi^2}{2\times 0{,}05}\times 0{,}06\times 0{,}142\times 0{,}154 = 0{,}131$

II.5.4.3. Facteur de pointe g :

Il est donné par la formule suivant :

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

La fréquence moyenne v :

$v = n_{l.x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08$ [Hz] $\rightarrow v = 0,518\,Hz \geq 0,08$

$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,518)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,518)}} = 3,565 \geq 3$

$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,565 \times Iv(Zeq) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7Iv(Zeq)} = 0,886$

- **Le sens V2 :**

$Q^2 = 0,478$

$I_V(z_{eq}) = 0,422$

$Vm(z_{eq}) = 14,93$ m/s $\rightarrow$ Nx = 3,34

$R_N = 0,06 \rightarrow \eta_h = 6,482$

$R_h = 0,142 \rightarrow \eta_b = 14,436$

$R_b = 0,066$

$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,06 \times 0,142 \times 0,066 = 0,057$

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

$v = n_{l.x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08$ [Hz] $\rightarrow v = 0,387$ Hz $\geq 0,08$

$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,387)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,387)}} = 3,482 \geq 3$

$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,565 \times Iv(Zeq) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7Iv(Zeq)} = 0,797$

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

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

II.5.5.1. Détermination de la pression aérodynamique :

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

$w(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m] (§2.5.2. RNV99 version2013)

Rapport-gratuit.com LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Détermination de coefficient de pression :

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

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$C_{pe} = C_{pe.1}$ si $S \leq 1$ m²

$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe,10} + C_{pe.1})$ x log10(S) si 1 m2 < S < 10 m²

$C_{pe} = C_{pe.10}$ si $S \geq 10$ m²

Dans notre cas : $S \geq 10$ m²

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

- **La direction du vent V1 :**

Sur la façade latérale :

a. Pour les parois verticales :

b = 16,158 m ; d = 39,434 m ; h = 17 m

e = min (b ; 2h) = min (16,158 ; 34) = 16,158 m

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

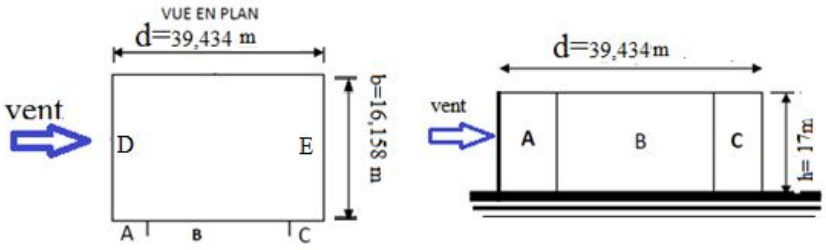


Figure II.6: Légende pour les parois verticales.

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

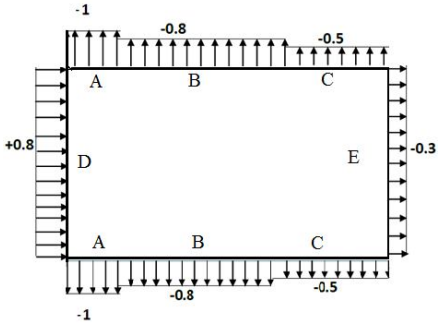


Figure II.7 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

b. la toiture :

Toiture à deux versants dans le sens V1 donc : $\theta = 90°$

b = 16,158 m

d = 39,434 m

h = 17 ,706 m

e = min (b,2h) = min (16,158 ; 35,413) = 16,158 m

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

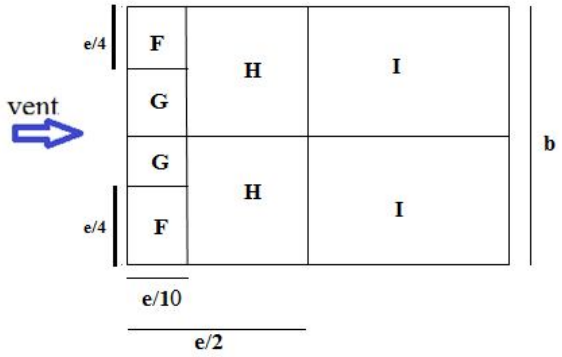


Figure II.8 : Légende pour les toitures a deux versants.

Valeurs de C_{pe} de la toiture a deux versants pour $\theta = 90$ et $\alpha = 5°$

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

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,6	-1,3	-0,7	-0,6

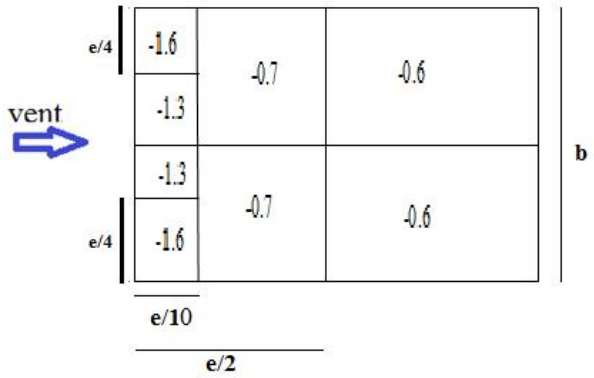


Figure II.9 : Valeur de C_{pe} pour la toiture.

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

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

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

Les résultants de W(Zj) sont données par les tableaux suivants :

Tableau II. 14 : Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur RDC (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(zj)}1$ (N/m²)	$W_{(zj)}2$ (N/m²)
RDC	A	510,5742	-1	-0,5	+0,8	-255,287	-919,034
RDC	B	510,5742	-0,8	-0,5	+0,8	-153,172	-816,919
RDC	C	510,5742	-0,5	-0,5	+0,8	0	-663,746
RDC	D	510,5742	+0,8	-0,5	+0,8	663,746	0
RDC	E	510,5742	-0,3	-0,5	+0,8	102,115	-561,632

Tableau II.15 : Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur 1er étage (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(zj)}$ (N/m²)	$W_{(zj)}$ (N/m²)
1er étage	A	510,5742	-1	-0,5	+0,8	-255,287	-919,034
1er étage	B	510,5742	-0,8	-0,5	+0,8	-153,172	-816,919
1er étage	C	510,5742	-0,5	-0,5	+0,8	0	-663,746
1er étage	D	510,5742	+0,8	-0,5	+0,8	663,746	0
1er étage	E	510,5742	-0,3	-0,5	+0,8	102,115	-561,632

Tableau II.16 : Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur 2^{éme} étage (V1).

Niveau	zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(zj)}$ (N/m²)	$W_{(zj)}$ (N/m²)
2^{éme} étage	A	510,5742	-1	-0,5	+0,8	-255,287	-919,034
2^{éme} étage	B	510,5742	-0,8	-0,5	+0,8	-153,172	-816,919
2^{éme} étage	C	510,5742	-0,5	-0,5	+0,8	0	-663,746
2^{éme} étage	D	510,5742	+0,8	-0,5	+0,8	663,746	0
2^{éme} étage	E	510,5742	-0,3	-0,5	+0,8	102,115	-561,632

Tableau II.17 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur 3^{éme} étage (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W(_{zj})1$ (N/m²)	$W(_{zj})2$ (N/m²)
3^{éme} étage	A	558,9966	-1	-0,5	+0,8	-279,498	-1006,194
3^{éme} étage	B	558,9966	-0,8	-0,5	+0,8	-167,699	-894,395
3^{éme} étage	C	558,9966	-0,5	-0,5	+0,8	0	-726,696
3^{éme} étage	D	558,9966	+0,8	-0,5	+0,8	726,696	0
3^{éme} étage	E	558,9966	-0,3	-0,5	+0,8	111,799	-614,896

Tableau II.18 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur 4^{éme} étage (V1).

Niveau	zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W(_{zj})1$ (N/m²)	$W(_{zj})2$ (N/m²)
4^{éme} étage	A	632,0401	-1	-0,5	+0,8	-316,020	-1137,672
4^{éme} étage	B	632,0401	-0,8	-0,5	+0,8	-189,612	-1011,264
4^{éme} étage	C	632,0401	-0,5	-0,5	+0,8	0	-821,652
4^{éme} étage	D	632,0401	+0,8	-0,5	+0,8	821,652	0
4^{éme} étage	E	632,0401	-0,3	-0,5	+0,8	126,408	-695,244

Tableau II.19 : Les valeurs des pressions $W(_{zj})$ sur la toiture (V1).

Niveau	zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W(_{zj})1$ (N/m²)	$W(_{zj})2$ (N/m²)
Toiture	F	675,9693	-1,6	-0,5	+0,8	-743,566	-1622,326
Toiture	G	675,9693	-1,3	-0,5	+0,8	-540,775	-1419,536
Toiture	H	675,9693	-0,7	-0,5	+0,8	-135,194	-1013,954
Toiture	I	675,9693	-0,6	-0,5	+0,8	-67,597	-946,357

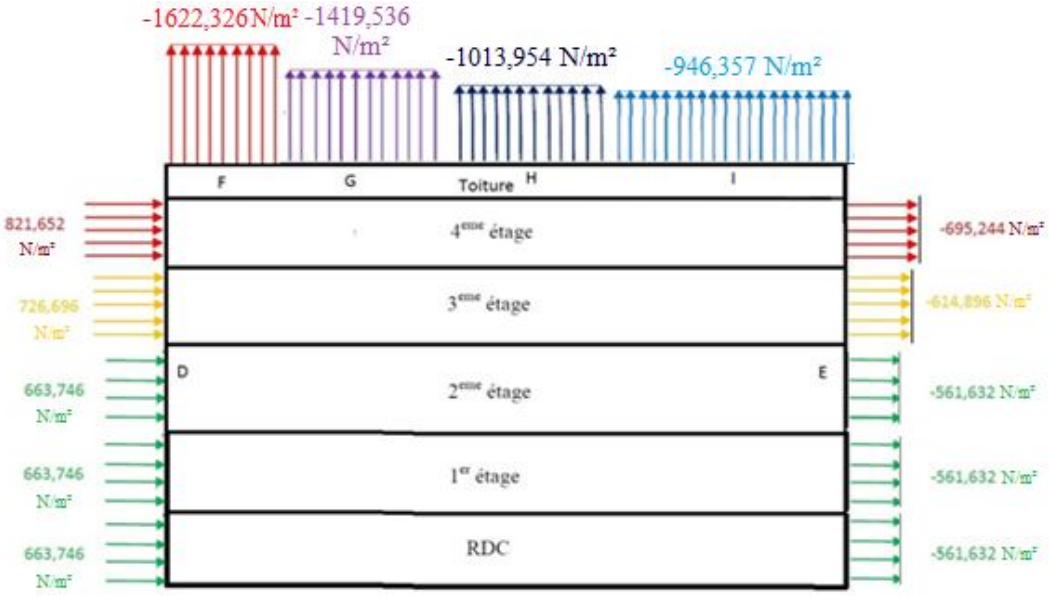


Figure II.10 : Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I (V1).

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

- **La direction du vent V2** : Sur la façade principale

a. Pour les parois verticales :

d = 16,158 m

b = 39,4341 m

h = 17 m

e = min (b,2h) = min (39,434 ; 2×17) = 34 m

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

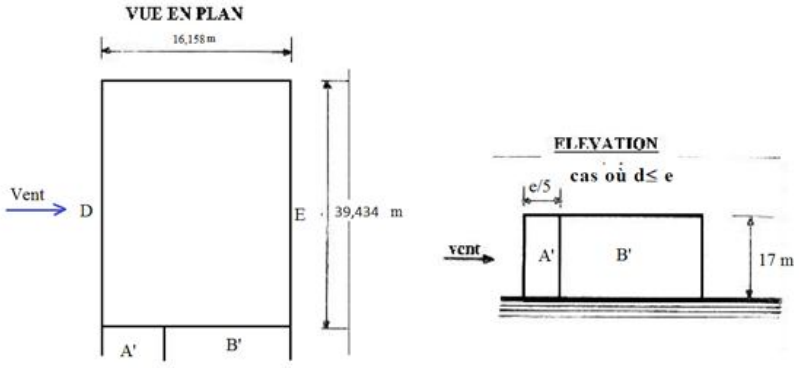


Figure II.11: Légende pour les parois verticales.

Tableau II.20 : 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

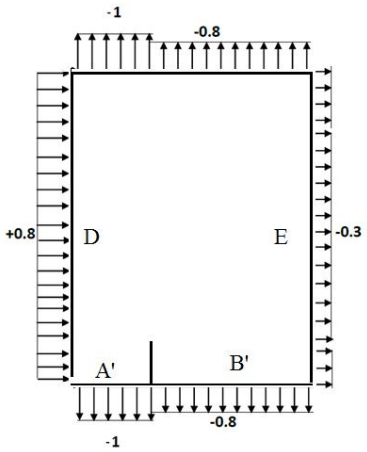


Figure II.12: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

b. la toiture :

Toiture à deux versants dans le sens V2 donc : $\alpha = 0°$

d = 16,158 m

b = 39,434 m

h = 17 ,706 m

e = min (b,2h) = min (39,434 ; 2×17,706) = 35,413 m

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

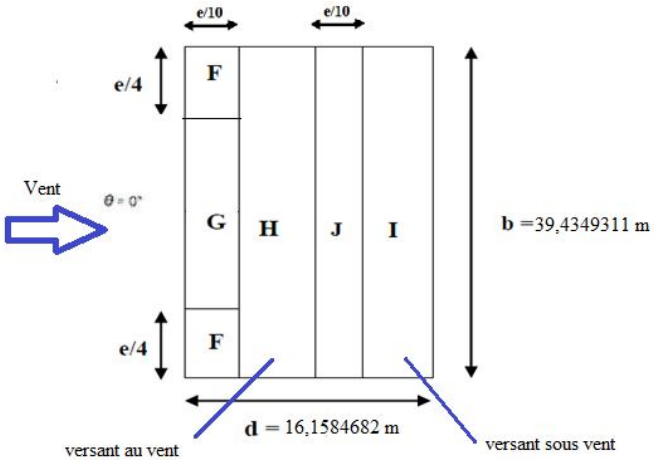


Figure II.13 : Légende pour les toitures a deux versants.

Valeurs de C_{pe} de la toiture a deux versants pour $\alpha = 0$ et $\alpha = 5°$:

Tableau II.21 : C_{pe} pour les toitures a deux versants.

/	G	H	I	J
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	+0,2

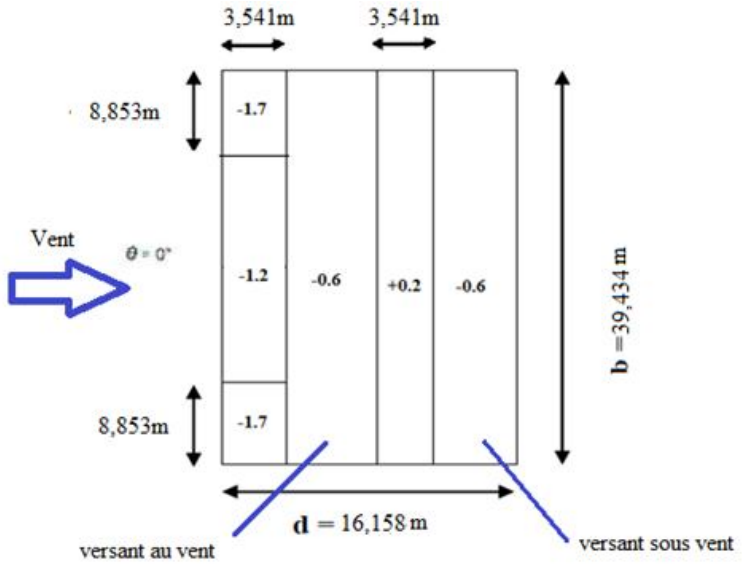


Figure II.14 : Valeur de C_{pe} pour la toiture.

d) Coefficient de pression interne C_{pi} :

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

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

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

Tableau II.22 : Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur RDC (V2).

Niveau	Zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(zj)}1$ (N/m²)	$W_{(zj)}2$ (N/m²)
RDC	A	510,5742	-1	-0,5	+0,8	-255,287	-919,034
RDC	B	510,5742	-0,8	-0,5	+0,8	-153,172	-816,919
RDC	C	510,5742	-0,5	-0,5	+0,8	0	-663,746
RDC	D	510,5742	+0,8	-0,5	+0,8	663,746	0
RDC	E	510,5742	-0,3	-0,5	+0,8	102,115	-561,632

Tableau II.23 : Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur 1er étage (V2).

Niveau	Zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(zj)}$ (N/m²)	$W_{(zj)}$ (N/m²)
1er étage	A	510,5742	-1	-0,5	+0,8	-255,287	-919,034
1er étage	B	510,5742	-0,8	-0,5	+0,8	-153,172	-816,919
1er étage	C	510,5742	-0,5	-0,5	+0,8	0	-663,746
1er étage	D	510,5742	+0,8	-0,5	+0,8	663,746	0
1er étage	E	510,5742	-0,3	-0,5	+0,8	102,115	-561,632

Tableau II.24 : Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur 2^{éme} étage (V2).

Niveau	zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(zj)}$ (N/m²)	$W_{(zj)}$ (N/m²)
2^{éme} étage	A	510,5742	-1	-0,5	+0,8	-255,287	-919,034
2^{éme} étage	B	510,5742	-0,8	-0,5	+0,8	-153,172	-816,919
2^{éme} étage	C	510,5742	-0,5	-0,5	+0,8	0	-663,746
2^{éme} étage	D	510,5742	+0,8	-0,5	+0,8	663,746	0
2^{éme} étage	E	510,5742	-0,3	-0,5	+0,8	102,115	-561,632

Tableau II.25 : Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur 3^{éme} étage (V2).

Niveau	Zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(zj)}1$ (N/m²)	$W_{(zj)}2$ (N/m²)
3^{éme} étage	A’	558,9966	-1	-0,5	+0,8	-279,498	-1006,194
3^{éme} étage	B’	558,9966	-0,8	-0,5	+0,8	-167,699	-894,395
3^{éme} étage	D	558,9966	+0,8	-0,5	+0,8	726,696	0
3^{éme} étage	E	558,9966	-0,3	-0,5	+0,8	111,799	-614,896

Tableau II.26 : Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur 4^{éme} étage (V2).

Niveau	zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(zj)}1$ (N/m²)	$W_{(zj)}2$ (N/m²)
4^{éme} étage	A’	632,0401	-1	-0,5	+0,8	-316,020	-1137,672
4^{éme} étage	B’	632,0401	-0,8	-0,5	+0,8	-189,612	-1011,264
4^{éme} étage	D	632,0401	+0,8	-0,5	+0,8	821,652	0
4^{éme} étage	E	632,0401	-0,3	-0,5	+0,8	126,408	-695,244

Tableau II.27 : Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sur la toiture (V2).

Niveau	zone	q_p (N/m²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(zj)}1$ (N/m²)	$W_{(zj)}2$ (N/m²)
Toiture	F	675,9693	-1,7	-0,5	+0,8	-811,163	-1689,923
Toiture	G	675,9693	-1,2	-0,5	+0,8	-473,179	-1351,939
Toiture	H	675,9693	-0,6	-0,5	+0,8	-67,597	-1351,939
Toiture	I	675,9693	-0,6	-0,5	+0,8	-67,597	-946,357
Toiture	J	675,9693	+0,2	-0,5	+0,8	-67,597	-405,582

Rapport-Gratuit.com

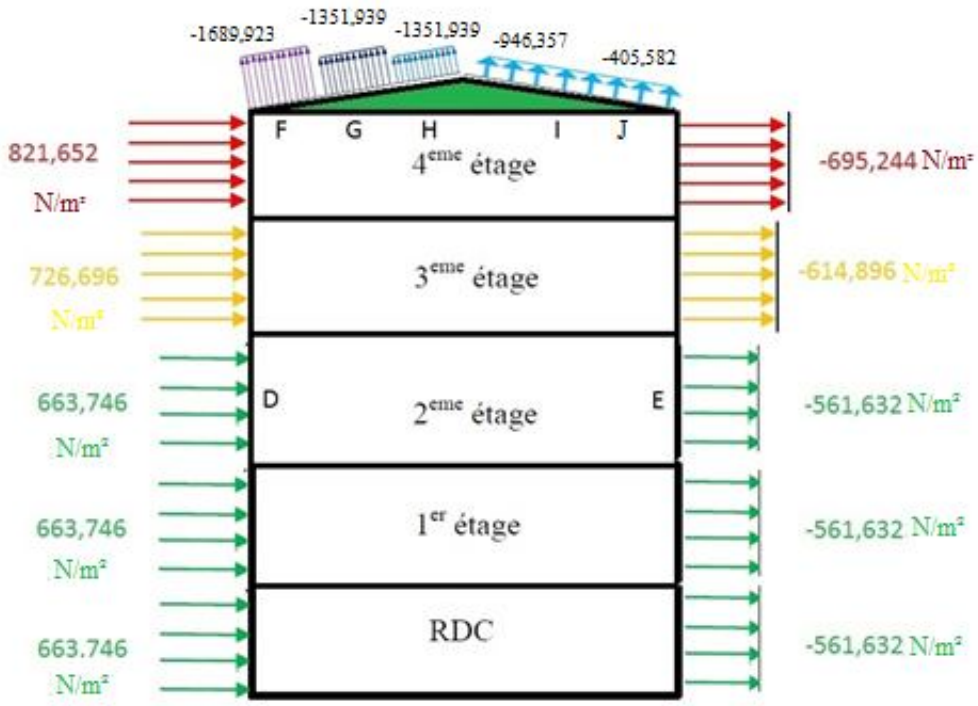


Figure II.15 : Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I (V2).

II.5.5.2. 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 inferieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

Condition à vérifier :

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

Direction V1 :

$2(39{,}4349 \times 17{,}7068) \leq 4(2 \times 16{,}1584 \times 17{,}7068)$

$1396{,}5317 \leq 2288{,}9084$ Vérifiée.

Direction V2 :

$2(16{,}1584 \times 17{,}7068) \leq 4(2 \times 39{,}4349 \times 17{,}7068)$

$572{,}2271 \leq 5586{,}1271$ Vérifiée.

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

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on procédera au calcul des éléments secondaires qui sont :
Les solives, et des 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 :

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

- **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 :

Les calculs se font sur la base du règlement DTR.BC.2.44 (CCM97). [3]

- Il a pour objet de la codification du 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 définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Les exigences relatives à la protection contre le feu sont en dehors de cet objet.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- D'autres exigences telles l'isolation phonique et thermique ne font pas l'objet de ce règlement.
- 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) → γ_{M0}= 1,1
- Section de classe 4 → γ_{M1}= 1,1
- Section nette au droit des trous → γ_{M2}= 1,25
- Cas des états limites ultimes des éléments → γ_{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'entretient	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 de service : G + Q

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 :

$0{,}7m \leq L \leq 1{,}50m$ [4]

Calcul de l'entraxe entre solives :

La longueur de la poutre est de : 4,96m.

Entraxe : = (4,96-0,16)/4 = 1,20 m.

Longueur de la solive :

On a trois cas : 1- ls = 6,40 m.

2- ls = 6,37 m.

3- ls = 4,95 m.

Comme les longueurs ne sont pas trop différentes, on va prendre le cas le plus défavorable.

On va prendre = 6,40 m.

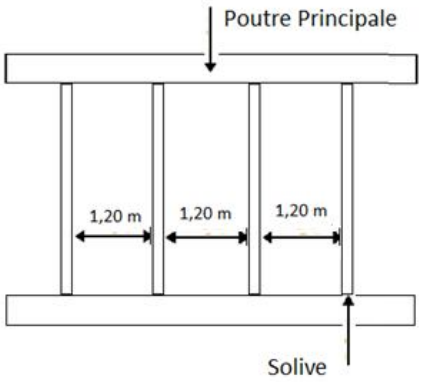


Figure III.1 : Présentation schématique des solives.

III.7.1.1. Solive de toiture :

a) Condition de flèche : (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$f \leq \delta_{Max}$

$\delta_{Max} = \frac{l}{250} = \frac{640}{250} = 2{,}56$ cm

$Q_{ELS} = G+Q = 2{,}89+1 = 3{,}89$ KN/m²

$q = 3{,}89 \times 1{,}2 = 4{,}668$ KN/ml

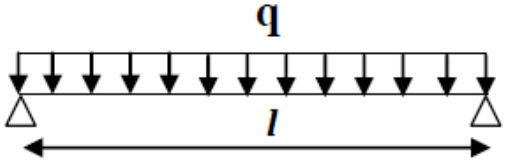


Figure III. 2 : Solive uniformément chargé par q.

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

$I_y \geq \frac{5 \times 4{,}668 \times 10 \times 640^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 2{,}56} \rightarrow I_y \geq 1896{,}838\ cm^4$

IPE200 $I_y = 1943\ cm^4$

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE200.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
IPE200	22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	159	1943	142	220,6	44,61	8,26	2,24

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp = 22,4 Kg/m = 0,224 KN/m.

La charge sera : $q = Q_{ELS}+Pp \rightarrow q = 4{,}892$ KN/m

$f \leq \delta_{Max}$

$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 4{,}892 \times 10 \times 640^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 1943} = 2{,}23\ cm \leq \delta_{Max} = 2{,}56\ cm$ Condition vérifiée.

c) Classe du profilé IPE 200 :

- **Classe de l'âme fléchie :**

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

$\frac{159}{5{,}6} = 28{,}393 < 72 \rightarrow$ L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$\frac{c}{t_f} = \frac{b/_2}{t_f} \leq 10\varepsilon$

$\frac{50}{8{,}5} = 5{,}882 < 10 \rightarrow$ La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé global est de classe I.

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

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit Pp = 22,4 Kg/m = 0,224 KN/m.

La charge sera : $q = q_u+1{,}35Pp \rightarrow q = 5{,}70$ KN/m²

Pour une bande de 1,20 m → q = 6,84 KN/m

$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 6{,}84 \times \frac{6{,}4^2}{8} = 35{,}02$ KN.m

$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{220{,}6 \times 10^3 \times 235}{1{,}1} = 47{,}128$ KN.m

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

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

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

$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{6{,}84 \times 6{,}4}{2} = 21{,}888$ KN

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

Avec : $Av = A - 2b\ t_f + (t_w + 2r)\ t_f = 1401{,}6$ mm²

$V_{pl,rd} = \frac{1401{,}6 \times 235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = 172{,}878$ KN

21,888 KN < 86,439 KN Condition vérifiée.

Le profilé **IPE200** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Donc le profilé IPE 200 est pour la solive de toiture.

Puisqu'on a 6 types de poutrelles métalliques (solives), les calculs de dimensionnement sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau III.3 : Vérification de flèche.

Elément	profilé	l (m)	Entre axe (m)	q_{ELS} (kN/m)	q_{ELU} (kN/m)	f (cm)	δ_{Max} (cm)
Solive de plancher courant	IPE240	6,40	1,2	7,297	12,091	1,95	2,56
Solive (console 1)	IPE240	6,37	0,75	7,297	9,807	1,855	2,55
Solive (console 2)	IPE140	3,30	0,9	8,349	11,560	1,134	1,32
Solive (console 3)	IPE220	4,95	1,3	11,949	16,920	1,605	1,98
Solive (console 4)	IPE140	2,75	1,3	11,816	16,686	0,774	1,10

Tableau III.4: Vérification des sollicitations à l'ELU et l'ELS.

Elément	profilé	La classe du profilé	M_{sd} (KN.m)	M_{ply} (KN.m)	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)
Solive de plancher courant	IPE240	Classe I	64,08	78,319	51,782	235,926
Solive (console 1)	IPE240	Classe I	49,82	78,319	31,26	235,926
Solive (console 2)	IPE140	Classe I	15,736	18,873	19,074	94,202
Solive (console 3)	IPE220	Classe I	51,822	60,972	41,877	196,791
Solive (console 4)	IPE140	Classe I	15,773	18,873	22,943	94,202

Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE240.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190	3892	284	366,6	73,9	9,97	2,69

Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé IPE140.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
IPE140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112	541,2	44,9	88,34	19,3	5,74	1,65

Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé IPE220.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
IPE220	26,2	3,34	220	110	9,2	5,9	178	2772	205	285,4	58,1	9,11	2,48

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.

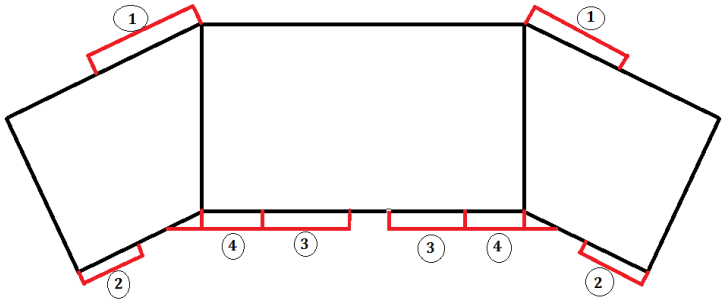


Figure III.3 : L'orientation des consoles.

III.7.2. Pré dimensionnement des poutres :

III.7.2.1. Poutre principale de rive pour terrasse :

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

La longueur de la poutre et de 4,95 m / entre axe 6,4 m.

Charges des solives : G_{sol} = (Pp/entre axe solive)×nb de solives.

G_{sol} = (0,224/1,2)×4 = 0,746 KN/m²

a) Chargement :

G = 2,89 KN/m² → G_{Total} = (G + G_{sol})×3,20 = 11,635 KN/ml

Q = 1 KN/m² → Q_{Total} = 3,20 KN/ml

Q_{ELS} = G_{Total}+Q_{Total} = 14,835 KN/ml

b) Condition de flèche : (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$f \leq \delta_{Max}$ avec : $\delta_{Max} = \frac{l}{250}$ et $f = \frac{5q \times l^4}{384 \times E I_y}$

$I_y \geq \frac{5q \times l^4}{384 \times E \times f} = \frac{5 \times 14{,}835 \times 10 \times 495^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 1{,}98}$ → $I_y \geq 2789{,}09$ cm^4

IPE240 I_y = 3892 cm^4

Tableau III.8 : Caractéristiques du profilé IPE240.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190	3892	284	366,6	73,9	9,97	2,69

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

La charge sera : q = Q_{ELS}+Pp → q = 15,142 KN/m

$f \leq \delta_{Max}$

$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 15{,}142 \times 10 \times 495^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 3892}$ = 1,448 cm ≤ δ_{Max} = 1,98 cm Condition vérifiée.

d) Classe du profilé IPE 240 :

- **Classe de l'âme fléchie :**

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

$\frac{190{,}4}{6{,}2}$ = 30,71 < 72 → L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$\frac{c}{t_f} = \frac{b/_2}{t_f} \leq 10\varepsilon$

$\frac{60}{9{,}8} = 6{,}122 < 10$ → La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé global est de classe I.

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

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp = 30,7 Kg/m = 0,307 KN/m.

La charge sera : q = q_u+1,35Pp → q = 20,922 KN/ml

$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 20{,}922 \times \frac{4{,}95^2}{8}$ = 64,08 KN.m

$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{366{,}6 \times 10^3 \times 235}{1{,}1}$ = 78,319 KN.m

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

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

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

$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{20{,}922 \times 4{,}95}{2}$ = 51,782 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 1912,76 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{1912{,}76 \times 235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 235,926 KN

51,782 KN < 117,963 KN Condition vérifiée.

Le profilé choisi été un **IPE240**.

Les profils IPE sont les plus utilisés pour les planchers des bâtiments à étages, particulièrement conçus pour la flexion simple selon leur axe fort, ils sont très économiques (en raison de leur rapport poids-résistance favorable) et l'épaisseur constante de leurs ailes facilite les assemblages. [5]

III.7.2.2. Poutre principale de rive étage courant :

Puisqu'on a la même procédure de calcule, les calculs de dimensionnement sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau III.9 : Vérification de flèche de la P.P de rive étage courant.

Elément	profilé	l (m)	Entre axe (m)	q_{ELS} (kN/m)	q_{ELU} (kN/m)	f (cm)	δ_{Max} (cm)
P.P de rive étage courant	IPE270	4,45	6,4	25,187	34,722	1,05	1,78

Tableau III.10 : Vérification des sollicitations à l'ELU et l'ELS de la P.P de rive étage courant.

Elément	profilé	La classe du profilé	M_{sd} (KN.m)	M_{ply} (KN.m)	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)
P.P de rive étage courant	IPE270	Classe I	85,948	103,4	77,256	273,26

Tableau III.11 : Caractéristiques du profilé IPE270.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
IPE270	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	220	5790	420	484	97	11,2	3,02

Le profil qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS sera un **IPE270**.

III.7.2.3. Poutre principale intermédiaire toiture :

La longueur de la poutre et de 6,20 m / entre axe 4,95 m et 2,90 m.

Charges des solives : $G_{sol} = (0,224/1,2)\times 4 = 0,746$ KN/m².

Rapport-Gratuit.com

a) Chargement :

G = 2,89 KN/m² → G_{Total} = (G + G_{sol})×3,925 = 14,271 KN/ml

Q = 1 KN/m² → Q_{Total} = 3,925 KN/ml

Q_{ELS} = G_{Total}+Q_{Total} = 18,196 KN/ml

b) Condition de flèche : (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$f \leq \delta_{Max}$ avec : $\delta_{Max} = \frac{l}{250}$ et $f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y}$

$I_y \geq \frac{5q \times l^4}{384 \times E \times f} = \frac{5 \times 18{,}196 \times 10 \times 620^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 2{,}48}$ → $I_y \geq 6722{,}185$ cm^4

IPE300 $I_y = 8356$ cm^4

Tableau III.12 : Caractéristiques du profilé IPE300.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	249	8356	604	628,4	125	12,5	3,35

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

q = Q_{ELS}+Pp → q = 18,618 KN/m

$f \leq \delta_{Max}$

$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 18{,}618 \times 10 \times 620^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 8356} = 2{,}041$ cm $\leq \delta_{Max} = 2{,}48$ cm Condition vérifiée.

d) Classe du profilé IPE 300 :

L'âme est de classe I.

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé global est de classe I.

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

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

q = q_u+1,35Pp → q = 25,723 KN/ml

M_{sd} = 123,599 KN.m

M_{ply} = 134,249 KN.m

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

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

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

V_{sd} = 79,741 KN

$V_{pl,rd}$ = 317,494 KN

79,741 KN < 158,747 KN Condition vérifiée.

Suivant toutes les vérifications qui ont étaient faites entamons dans ce chapitre, l'**IPE300** est convenable pour les calculs et les poutres de ce structure.

III.7.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant :

Puisqu'on a la même procédure de calcule, les calculs de dimensionnement sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau III.13 : Vérification de flèche de la P.P intermédiaire étage courant.

Elément	profilé	l (m)	Entre axe (m)	q_{ELS} (kN/m)	q_{ELU} (kN/m)	f (cm)	δ_{Max} (cm)
P.P intermédiaire étage courant	IPE360	4,50	6,4	50,125	69,106	0,783	1,8

Tableau III.14 : Vérification des sollicitations à l'ELU et l'ELS de la P.P intermédiaire étage courant.

Elément	profilé	La classe du profilé	M_{sd} (KN.m)	M_{ply} (KN.m)	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)
P.P intermédiaire étage courant	IP360	Classe I	174,924	217,695	155,489	434,23

Tableau III.15 : Caractéristiques du profilé IPE360.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8	190	16270	1043	1019	191	13,7	3,55

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Le profilé choisi été un **IPE360**.

III.7.3. Pré dimensionnement des poutres de console :

III.7.3.1. La poutre pour console 1 :

La longueur de la poutre et de 0,75 m / entre axe 6,375 m.

Charges des solives : $G_{sol} = (0,307/0,75)\times 1 = 0,409$ KN/m².

a) Chargement :

G = 5,49 KN/m² → $G_{Total} = (G + G_{sol})\times 3,188 = 18,806$ KN/ml

Q = 3,5 KN/m² → $Q_{Total} = 11,158$ KN/ml

$Q_{ELS} = G_{Total} + Q_{Total} = 29,964$ KN/ml

b) Condition de flèche : (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$f \leq \delta_{Max}$ avec : $\delta_{Max} = \frac{l}{250}$ et $f = \frac{5q\times l^4}{384\times EI_y}$

$I_y \geq \frac{5q\times l^4}{384\times E\times f} = \frac{5\times 29,964\times 10\times 500^4}{384\times 21\times 10^6\times 2}$ → $I_y \geq 5805,897$ cm^4

IPE300 $I_y = 8356$ cm^4

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp = 42,2 Kg/m = 0, 422 KN/m.

La charge sera : $q = Q_{ELS} + Pp$ → q = 30,386 KN/m

$f \leq \delta_{Max}$

$f = \frac{5q\times l^4}{384\times EI_y} = \frac{5\times 30,386\times 10\times 500^4}{384\times 21\times 10^6\times 8356} = 1,41$ cm $\leq \delta_{Max} = 2$ cm Condition vérifiée.

d) Classe du profilé IPE 300 :

L'âme est de classe I.

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé global est de classe I.

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

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

$q = q_u + 1{,}35Pp \rightarrow q = 42{,}695$ KN/ml

$M_{sd} = 133{,}422$ KN.m

$M_{ply} = 134{,}249$ KN.m

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

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

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

$V_{sd} = 106{,}738$ KN

$V_{pl,rd} = 317{,}494$ KN

106,738 KN $<$ 158,747 KN Condition vérifiée.

Le profilé choisi été un **IPE300**.

Puisqu'on a la même procédure de calcule, les calculs de dimensionnement sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau III.16 : Vérification de flèche des poutres de console.

Elément	profilé	l (m)	Entre axe (m)	q_{ELS} (kN/m)	q_{ELU} (kN/m)	f (cm)	δ_{Max} (cm)
Poutre (console 2)	IPE240	0,9	3,3	15,376	21,624	1,531	2,00
Poutre (console 3)	IPE270	1,3	4,95	23,112	32,501	1,547	2,00
Poutre (console 4)	IPE240	1,3	2,05	18,942	26,648	1,886	2,00

Tableau III.17 : Vérification des sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutres de console.

Elément	profilé	La classe du profilé	M_{sd} (KN.m)	M_{ply} (KN.m)	V_{sd} (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)
Poutre (console 2)	IPE240	Classe I	67,575	78,319	54,060	317,494
Poutre (console 3)	IPE270	Classe I	101,565	103,4	81,253	273,26
Poutre (console 4)	IPE240	Classe I	67,575	78,319	66,620	317,494

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.7.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations. Les poteaux sont soumis à la compression.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteaux de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage. [5]

Le poteau le plus sollicité : Le poteau de RDC avec : S = 21,293 m².

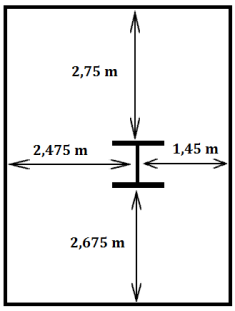


Figure III.4 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

III.7.4.1. Chargement :

Tableau III.18 : Les charges reprisent par le poteau le plus sollicité.

La charge	G $_{Toiture}$ (KN/m²)	G $_{étage\ courant}$ (KN/m²)
Charge permanent	2,89	5,49× 4 = 21,96
Charge des poutres	3,945	21,356
Charge des solives	3,085	14,46

a) Charge des poteaux :

On propose le **HEA200**.

G_{Pot} = 7,191 KN

b) Charge exploitation :

Q_{Toit} = 1 KN/m²

$Q_{étage}$ = 6 KN/m²

III.7.4.2. Calcul de l'effort sollicitant :

N_{sdy} = 1,35G + 1,5Q

G = (G_{Toit}+ $G_{étage}$)×S + G_{Pout}+ G_{Soli}+ G_{Pot} = 564,263 KN

Q = (Q_{Toit}+ $Q_{étage}$)×S = 149,051 KN

N_{sdy} = 985,332 KN

III.7.4.3. 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 : β_w = 1,0 pour les sections de classes 1 et classes 2.

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

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

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

λ = Lf/i avec Lf= L/2 (encastré-encastré) avec i = 82,8 mm

Lf = 3,4/2 = 1,7m

λ = 1,7/0,0828 = 20,531

$\lambda_K = 93{,}9\varepsilon \rightarrow \bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{20{,}531}{93{,}9}\right] = 0{,}219$

$\emptyset_{Lt} = 0{,}5[1 + 0{,}21(0{,}219 - 0{,}2) + 0{,}219^2] = 0{,}526$

$X_{lt} = \frac{1}{\left(0{,}526 + \sqrt{0{,}526^2 - 0{,}219^2}\right)} = 0{,}994$

$N_{crdy} = \frac{0{,}994 \times 1 \times 53{,}8 \times 10^2 \times 235}{1{,}1} = 1142{,}958$ KN

985,332 ≤ 1142,958 → Condition vérifié.

Le Poteau **HEA200** est retenu.

IV.1. Introduction :

Des actions dynamiques complexes sur un bâtiment, et sur toute construction bâtie, sont générées par des actions et autres phénomènes sismiques.

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.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003-(D.T.R-B.C-2.48), 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 accélérogramme.

On choisi la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2. Principe de la méthode modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées 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.

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 :

Pour ce cas, d'après la carte et le tableau cité précédemment : Tlemcen se situe dans une zone de faible sismicité zone I.

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

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

Cet ouvrage représente un bâtiment a 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 SAP 2000, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle.

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

- Opter pour un système d'unités (kN.m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.
- Définition des charges à appliquer.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons des charges.

- Définition des conditions aux limites.
- Analyse numérique de la structure.

IV.4.2. Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1,25\ A\ (1+\frac{T}{T1}(2,5\ \eta\frac{Q}{R}-1)) & 0 \le T \le T1 \\ 2,5\ \eta\ (1,25A)\ (\frac{Q}{R}) & T1 \le T \le T2 \\ 2,5\ \eta\ (1,25A)\ (\frac{Q}{R})\ (\frac{T2}{T})^{2/3} & T2 \le T \le 3,0s \\ 2,5\ \eta\ (1,25A)\ (\frac{Q}{R})\ (\frac{T2}{3})^{2/3}\ (\frac{3}{T})^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment A = 0,10

Classification des ouvrages : → (zone I).

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

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

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier dense) → $\xi = 5\%$ → η=1

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

Site meuble S_3 : $\begin{cases} T1 = 0,15\ s \\ T\ 2 = 0,50\ s \end{cases}$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement :

Ossature contreventée par palée triangulées en X.

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :

$Q = 1+ \sum_1^5 Pq = 1,25$

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

	Pq	
Critère q »	suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	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
	Qx = 1,15	Qy = 1,25

IV.4.3. Analyse modale :

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

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

- Le spectre est caractérisé par les donnés suivants :
- Zone sismique I (Tlemcen).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages courant ou d'importance moyenne).
- pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement (R = 4).
- Facteur de qualité (Q = 1,15) suivant X.
- Facteur de qualité (Q = 1,25) suivant Y.
- Site meuble (S3).

Rapport-Gratuit.com

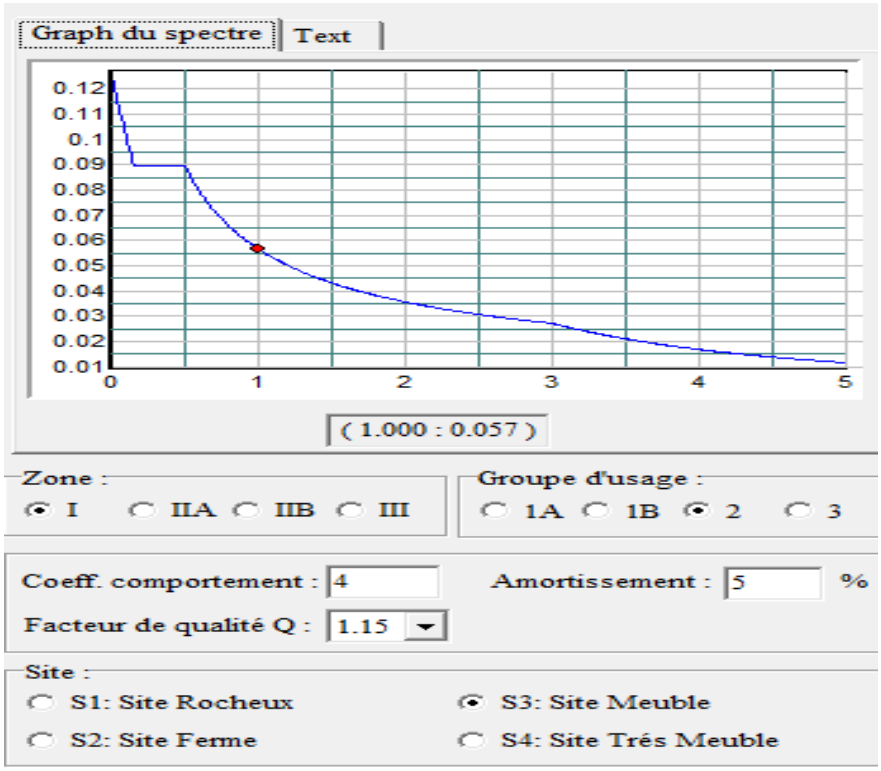


Figure IV.1 : Spectre de réponse suivant X.

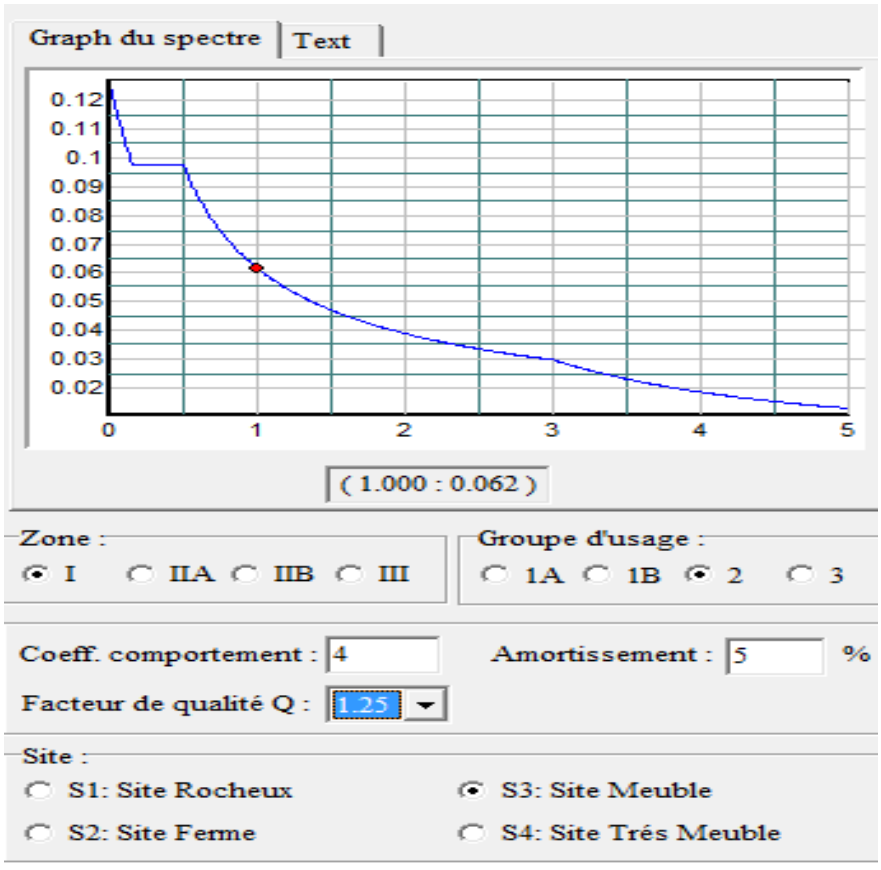
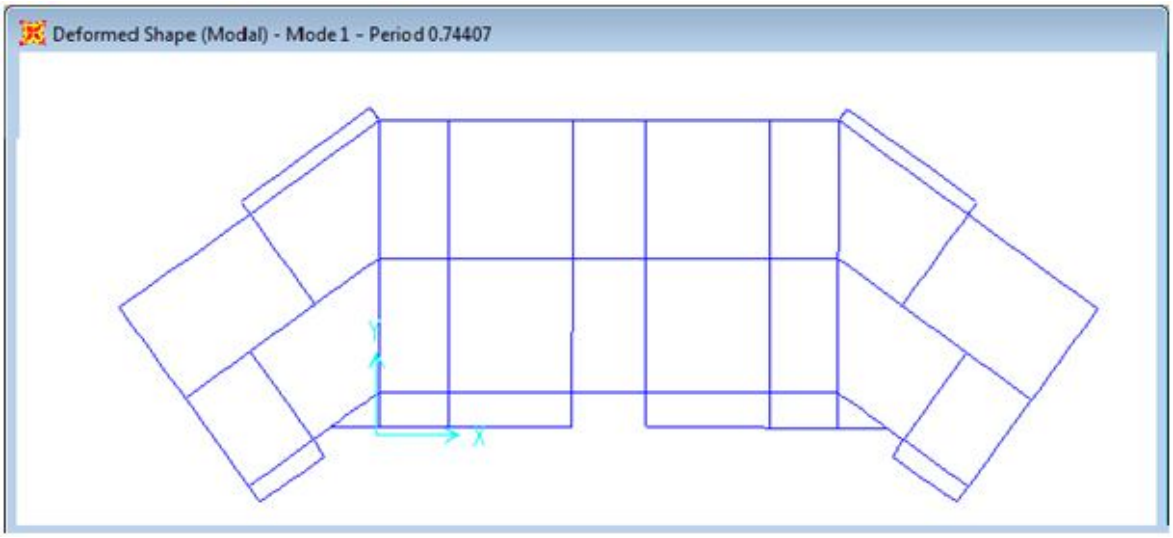
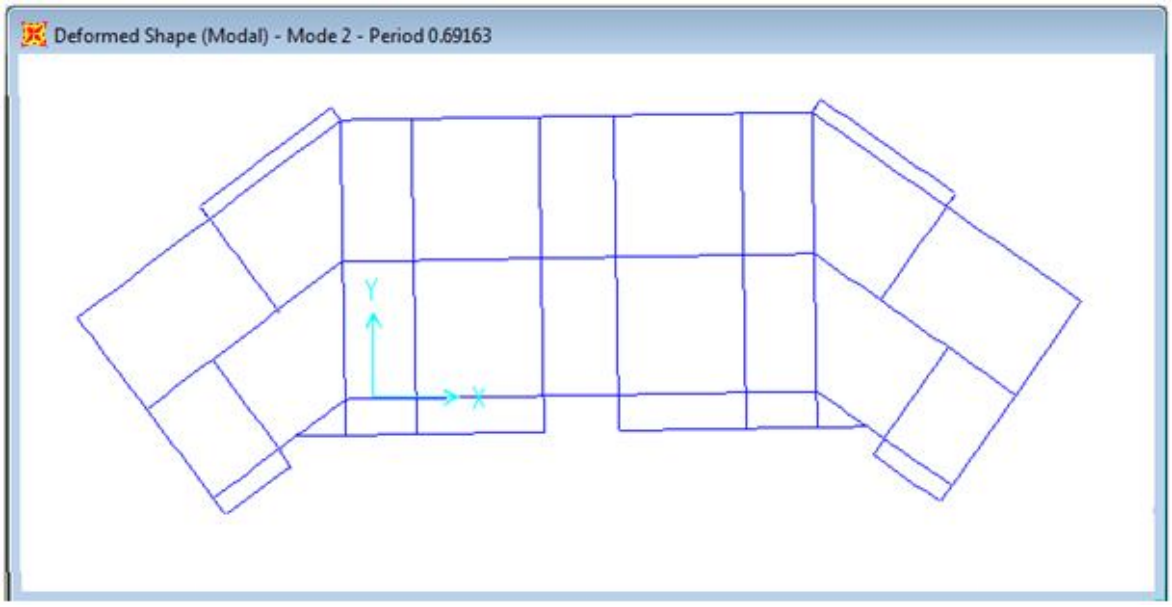


Figure IV.2 : Spectre de réponse suivant Y.





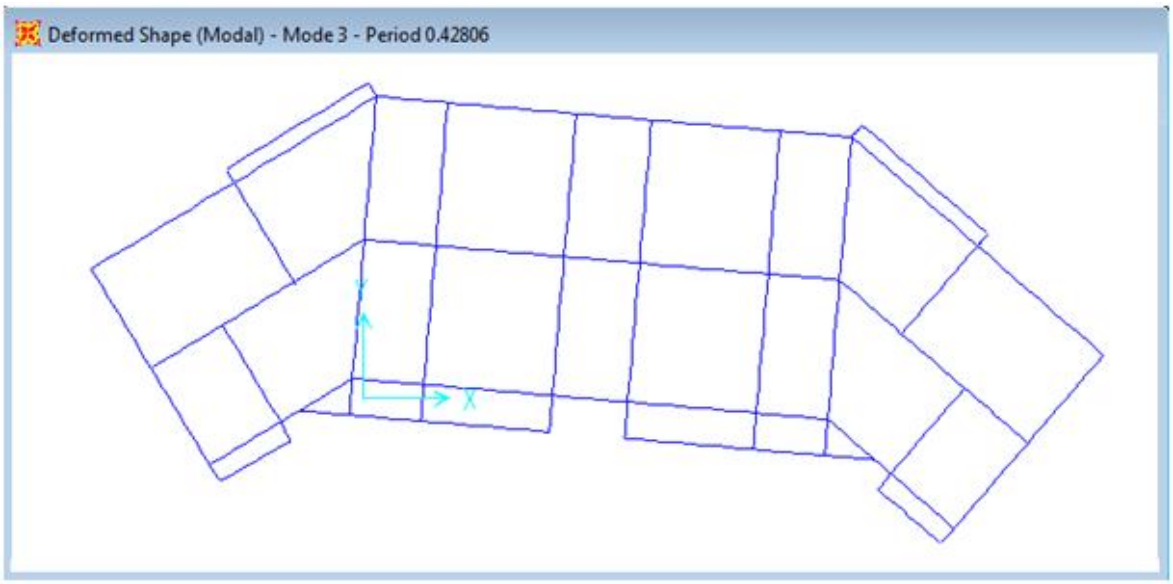


Figure IV.3: Les trois premiers modes de vibration lors du séisme.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

IV.5. Vérification de la structure :

IV.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T, calculée par le logiciel SAP2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel SAP2000 : T = 0,7441s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$T_{emp} = C_T h_N^{3/4}$

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 : $C_T = 0,050$.

$T_{emp} = 0,428$ s.

Donc $T = 0,7441s > 130\% T_{emp} = 05564$ 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 :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment (A = 0,10).

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).

$$D = \begin{cases} 2,5\ \eta & 0 \le T \le T2 \\ 2,5\ \eta\ (\frac{T2}{T})^{2/3} & T2 \le T \le 3,0s \\ 2,5\ \eta\ (\frac{T2}{3.0})^{2/3} (\frac{3.0}{T})^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

T2 : période caractéristique, associée a la catégorie du site.

η : facteur de correction d'amortissement donne par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 1,84 \ge 0,7$$

Ou $\xi(\%)$ est Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier dense) $\rightarrow$ $\xi = 5\%$ $\rightarrow$ $\eta = 1$

$D = 2,5\ \eta\ (\frac{T2}{T})^{2/3}$……T2 ≤ T ≤ 3,0s.

D = 4,328

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement 4.

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :

$Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1{,}15$ suivant X.

$Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1{,}25$ suivant Y.

IV.5.2. Calcul des surfaces de la structure :

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

$S_1 = S_4 = 440{,}1975\ m^2$

$S_2 = S_3 = 437{,}3822\ m^2$

$S_5 = 442{,}7813\ m^2$ (surface de la terrasse).

IV.5.3. Calcul du poids total de la structure :

W : Poids total de la structure.

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

$W = \sum Wi$ avec $Wi = WGi + \beta\ WQi$.

WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : 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).

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 β = 0,2.

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

Tableau IV.2 : Poids totale de la structure.

NIVEAU	W_{Gi}(Kn)	W_{Qi}(Kn)	0.2 ×W_{Qi}(Kn)	W_i(Kn)
1er étage	3162,2731	660,2962	132,0592	3294,3323
2éme étage	3145,0762	656,0733	131,2146	3276,2908
3éme étage	3145,0762	656,0733	131,2146	3276,2908
4éme étage	3162,2731	660,2962	132,0592	3294,3323
Toiture	3125,6875	442,7813	88,5562	3214,2437
			Total	16355,49

W = $\sum_{i=1}^{n}$ Wi = 16355,49 KN d'où une masse totale de 1635,5 T

IV.5.4. Vérification de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 .

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

Tableau IV.3 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

	Global F_X(kn)	Global F_Y(kn)
Ex	-1916,788	-801,979
Ey	-0,744	-3568,5

$$V_{xdynamique} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2077{,}79 \text{ KN}$$

$$V_{ydynamique} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 3568{,}50 \text{ KN}$$

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

	V_{dyn} t (KN)	V (KN)	80% V (KN)	Vt > 80% V
Vx	2077,79	2035,11	1628,09	Vérifiée
Vy	3568,50	2212,08	1769,66	Vérifiée

IV.5.5. Vérification des déplacements :

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

$\delta k = R\ \delta ek$.

δek : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

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

$\Delta k = \delta k - \delta k\text{-}1$.

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 se déplacement sont limités 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.

Niveau	δek (m)	δk	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,00009	0,00036	0,00036	0,034	Vérifiée
1er étage	0,00034	0,0013	0,00094	0,034	Vérifiée
2^{eme} étage	0,00036	0,0014	0,0001	0,034	Vérifiée
3^{eme} étage	0,00017	0,0068	0,0054	0,034	Vérifiée
4^{eme} étage	0,00092	0,0036	0,0029	0,034	Vérifiée

Tableau IV.6: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y.

Niveau	δek (m)	δk	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,000093	0,00037	0,00037	0,034	Vérifiée
1er étage	0,00030	0,0012	0,00083	0,034	Vérifiée
2^{eme} étage	0,0005	0,002	0,00081	0,034	Vérifiée
3^{eme} étage	0,0007	0,0028	0,0008	0,034	Vérifiée
4^{eme} étage	0,0009	0,0036	0,0008	0,034	Vérifiée

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

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

Pk **:** Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k».

Σ(WGi+βWqi).

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : Vk=ΣFi.

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

Hk : Hauteur de l'étage « k ».

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

Niveau	Pk	Δk	V_X k	Hk	θ	Etat
Toiture	3214,2437	0,000029	2077,79	3,4	0,00013	Vérifiée
4	6508,576	0,000054	2077,79	3,4	0,000049	Vérifiée
3	9784,8668	0,000001	2077,79	3,4	0,000013	Vérifiée
2	11306,115	0,0000094	2077,79	3,4	0,000015	Vérifiée
1	11635,548	0,0000036	2077,79	3,4	0,000006	Vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification dans le sens Y de l'effet P-Δ.

Niveau	Pk	Δk	V_Y k	Hk	θ	Etat
Toiture	3214,2437	0,0008	3568,50	3,4	0,00021	Vérifiée
4	6508,576	0,0008	3568,50	3,4	0,00042	Vérifiée
3	9784,8668	0,00081	3568,50	3,4	0,00065	Vérifiée
2	11306,115	0,00083	3568,50	3,4	0,00077	Vérifiée
1	11635,548	0,00037	3568,50	3,4	0,00035	Vérifiée

V.1. Introduction :

Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples.

Les éléments principaux de la structure sont l'ossature simple et le contreventement. L'ossature simple est composée de poutres isostatiques et de poteaux soumis aux seules charges verticales, et les éléments secondaires sont les solives et l'escalier.

Ce dernier c'est la partie d'un ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de manière à ce qu'ils résistent, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, et aux charges appliquées.

V.2. Dimensionnement des poutres :

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

V.2.1. Poutre principale de rive toiture :

Pour les poutres principales, on a pris des profilés en IPE 180.

D'après le Logiciel SAP2000, on prend la valeur la plus importante sous les différentes combinaisons de charges et on a eu les résultats les plus défavorables qu'on a obtenus sous la combinaison accidentelle G+Q+E, et que voici les données du moment et effort tranchant sollicitant:

M_{sd} = 26,54 KN.m V_{sd} = 36,95 KN

V.2.1.1. Classe du profilé IPE 180 :

- **Classe de l'âme fléchie :**

$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$ Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \rightarrow \frac{146}{5,3} = 27,55 < 72 \rightarrow$ L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$\frac{c}{t_f} = \frac{b/_2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{45,5}{8} = 5,69 < 10 \rightarrow$ La semelle est de classe I.

V.2.1.2. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

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

$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{366,6\times10^3\times235}{1,1} = 35,55$ KN.m Condition vérifiée.

V.2.1.3. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

$V_{pl,rd} = \frac{Av\times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 1120,4 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{1120,4\times235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = 138,57$ KN → 36,95 < 69,28 KN Condition vérifiée.

V.2.2.Poutre principale de rive étage courant :

Le profilé choisi été un IPE270.

V.2.2.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$.

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : M_{sd} = 79,29 KN.m

$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{484\times10^3\times235}{1,1}$ = 103,4 KN.m Condition vérifiée.

V.2.2.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : V_{sd} = 101,11 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av\times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 2209,32 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{2209,32\times235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = 273,26$ KN → 101,11 KN < 136,63 KN Condition vérifiée.

V.2.3.Poutre principale intermédiaire toiture :

Le profilé choisi été un IPE200.

Rapport-Gratuit.com

V.2.3.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$.

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : M_{sd} = 38,6 KN.m

$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{220,6\times10^3\times235}{1,1}$ = 47,13 KN.m Condition vérifiée.

V.2.3.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : V_{sd} = 53,32 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av\times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 1401,6 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{1401,6\times235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 172,878 KN → 53,32 KN < 86,439 KN Condition vérifiée.

V.2.4.Poutre principale intermédiaire étage courant :

Le profilé choisi été un IPE300

V.2.4.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply.}$

Les efforts sollicitant les plus défavorables calcules par le logiciel SAP2000 sont :

M_{sd} = 118,2 KN.m

$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{628,4\times10^3\times235}{1,1}$ = 134,25KN.m Condition vérifiée.

V.2.4.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : V_{sd} = 123,82 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av\times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) tf = 2566,97 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{3510,8\times235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 317,494 KN → 123,82 KN < 158,747 KN Condition vérifiée.

Le profilé IPE300 choisi pour le rôle de poutre principale intermédiaire, vérifie toutes les conditions de résistance requises pour assurer un bon fonctionnement et sécurité structurelle et donc sera validé comme élément dans la structure.

V.3. Dimensionnement des poutres de console :

V.3.1. La poutre de console 1 :

Le profilé choisi été un IPE270.

V.3.1.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : M_{sd} = 25,72 KN.m

$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{484\times10^3\times235}{1,1}$ = 103,4 KN.m Condition vérifiée.

V.3.1.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : V_{sd} = 49,94 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av\times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 2209,32 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{2209,32\times235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 273,26 KN → 49,94 KN < 136,63 KN Condition vérifiée.

V.3.2. La poutre de console 2 :

Le profilé choisi été un IPE240.

V.3.2.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : M_{sd} = 50,47 KN.m

$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{366,6\times10^3\times235}{1,1}$ = 78,319 KN.m Condition vérifiée.

V.3.2.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : V_{sd} = 47,27 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av\times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 1912,76 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{1912,76\times235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 235,926 KN → 47,27 KN < 117,963 KN Condition vérifiée.

Rapport-gratuit.com LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

V.3.3. La poutre de console 3 :

Le profilé choisi été un IPE270.

V.3.3.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Le profilé de est classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : M_{sd} = 89,54 KN.m

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

V.3.3.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

D'après la combinaison accidentelle G+Q+E : V_{sd} = 92,05 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 2209,32 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{2209,32 \times 235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 273,26 KN → 92,05 KN < 136,63 KN Condition vérifiée.

- **Remarque :**

Pour la vérification au déversement :

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

Pour la Vérification au voilement :

Dans le cas d'une poutre de classe 1, 2 de nuance 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.4. 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. [5]

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

On doit vérifier que :

$N_{sd} \leq N_{b,Rd}$ Avec :

N_{sd} : Effort de compression.

$N_{b,Rd}$: La résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale à:

$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec : $\beta A = 1$ pour les sections de classe I. et $\gamma_{m1} = 1{,}1$.

χ : Coefficient de réduction dépend de $\overline{\lambda}$

Pour la vérification des poteaux, on va prendre les valeurs maximales(le poteau le plus sollicité) sous les différentes combinaisons, à partir du SAP2000.

Dans ce cas, Les efforts sollicitant les plus défavorables calcules par le logiciel SAP2000 sont :

$M_{sd\,y} = 34.96$ KN.m

$M_{sd\,z} = 57{,}63$ KN.m

$N_{sd} = 1242{,}31$ KN

- **La longueur de flambement :**

$l_f = 0{,}7L = 0{,}7 \times 3{,}4 = 2{,}38$ m

- **Elancements maximaux :**

$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{238}{10.97} = 21{,}6955$

$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{238}{6.5} = 36{,}6154$ Donc : Axe de flambement z-z.

- **L'élancement réduit :**

$\overline{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$ avec $\lambda_1 = 93{,}9\varepsilon = 93{,}3$ ($f_y = 235$ N/mm²)

$\overline{\lambda_z} = \frac{36{,}6154}{93{,}9} = 0{,}3899 > 0{,}2$ il faut vérifier le flambement.

$\chi = \frac{1}{\left(\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \overline{\lambda}^2}\right)}$

Mais $\chi \leq 1$

Avec : $\begin{cases} \emptyset = 0{,}5\left[1 + \alpha\left(\overline{\lambda} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda}^2\right] \\ \alpha = 0{,}21 \text{ pour les profilés laminés.} \end{cases}$

$\emptyset = 0{,}5959 \rightarrow \chi = 0{,}9555$

Le profilé choisi été un HEA260 de classe I.

$N_{b,Rd} = \frac{0,9555 \times 1 \times 8680 \times 235}{1,1} = 1771,844$ KN

1242,31 KN $<$ 1771,844 KN Condition vérifiée.

V.4.1. Condition de résistance:

On doit vérifier que :

$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$ Avec :

M_{sd}: Moment sollicitant

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}\left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)}\right]$

Avec :

$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1284,157}{1771,844} = 0,725$

$a = (A-2b.t_f)/A = 0,995$

$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{919.8 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 196,503$ KN. m

$M_{N,Rd} = 196,503\left[\frac{(1-0,725)}{(1-0,5\times 0,995)}\right] = 107,539$ KN. m Condition vérifiée.

V.5. Dimensionnement des contreventements :

Les contreventements ont donc la fonction générale de stabilisation de l'ossature d'une halle. On peut distinguer sous cc terme général trois fonctions principales liées entre elles : [5]

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations,
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

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

Les efforts sollicitant les plus défavorables calcules par le logiciel SAP2000 sont :

$N_{sd} = 89,17$ KN

Le profilé choisi L80×80×10.

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

$N_{pl,Rd} = \frac{A}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{15.1073 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 322,75$ KN

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

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

A_{vide} = d×t =20×12 = 240 mm² → A_{net} = A- Avide = 1270,73 mm²

$N_{net,Rd} = \frac{1270,73 \times 235}{1,25} = 238,90\ KN$

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

$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{A_{net}}{\gamma_{m2}} \times f_u = 0,9 \times \frac{1270,73 \times 360}{1,25} = 329,37\ KN$

min ($N_{u,Rd}$; $N_{net,Rd}$; $N_{pl,Rd}$) = 238,90 KN

89,17 KN < 238,90 KN Condition vérifiée.

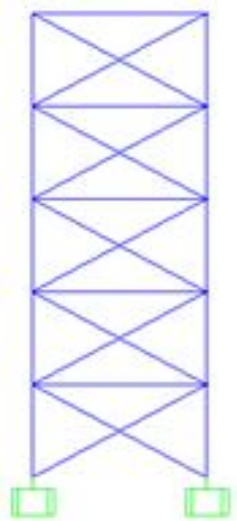


Figure V.1: Contreventement en X.

V.6. Dimensionnement des solives :

V.6.1.Solive de toiture :

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

On prend une distance de L = 1,20m.

Le profilé choisi été un IPE120.

V.6.1.1. Classe du profilé IPE 120 :

- **Classe de l'âme fléchie :**

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

$\frac{93,4}{4,4} = 21,23 < 72$ → L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{32}{6,3} = 5,08 < 10$ → La semelle est de classe I.

V.6.1.2. Condition de résistance (moment fléchissant) :

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

M_{sd} = 9 KN.m

$M_{ply} = \frac{W_{pl}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{60,73 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 12,974$ KN.m Condition vérifiée.

V.6.1.3. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

V_{sd} = 5,36 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f= 629,52 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{629{,}52 \times 235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 77,86 KN → 5,36 KN < 38,93 KN Condition vérifiée.

V.6.2.Solive planché courant :

On prend une distance de L=1,20m.

Le profilé choisi été un IPE180.

V.6.2.1. Condition de résistance (moment fléchissant) :

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

M_{sd} = 28,81 KN.m

$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{366{,}6 \times 10^3 \times 235}{1{,}1}$ = 35,55 KN.m Condition vérifiée.

V.6.2.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

V_{sd} = 18,11 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 1120,4 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{1120{,}4 \times 235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 138,57 KN → 18,11 KN < 69,28 KN Condition vérifiée.

V.7. Dimensionnement des solives de console :

V.7.1. Solive pour console 1 :

Le profilé choisi été un IPE220.

V.7.1.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

M_{sd} = 52,12 KN.m

$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{285,4 \times 10^3 \times 235}{1,1}$ = 60,97 KN.m Condition vérifiée.

V.7.1.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

V_{sd} = 33,9 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 1591,08 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{1591,08 \times 235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 196,791 KN → 33,9 KN < 98,40 KN Condition vérifiée.

V.7.2. Solive pour console 2 :

Le profilé choisi été un IPE120.

V.7.2.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

M_{sd} = 10,97 KN.m

$M_{ply} = \frac{w_{pl}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{60,73 \times 10^3 \times 235}{1,1}$ = 12,974 KN.m Condition vérifiée.

V.7.2.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

V_{sd} = 14,82 KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : Av = A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 629,52 mm²

$V_{pl,rd} = \frac{629,52 \times 235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ = 77,86 KN → 14,82 KN < 38,93 KN Condition vérifiée.

V.7.3. Solive pour console 3 :

Le profilé choisi été un IPE160.

V.7.3.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

M_{sd} = 23,70 KN.m

$M_{ply} = \frac{w_{pl}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{123{,}9 \times 10^3 \times 235}{1{,}1} = 26{,}47$ KN.m Condition vérifiée.

V.7.3.2. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

$V_{sd} = 19{,}15$ KN

$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$ Avec : $Av = A - 2b\ t_f + (t_w + 2r)\ t_f = 966{,}6$ mm²

$V_{pl,rd} = \frac{966{,}6 \times 235}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = 119{,}55$ KN $\rightarrow 19{,}15$ KN $< 59{,}78$ KN Condition vérifiée.

V.8. Dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont en charpente métallique :

Pour dimensionnement des marches (g : Giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL.

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

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

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

V.8.1. Le nombre de contre marche :

$n = H / h \rightarrow n = 170 / 17 = 10$

Nombre de marches : $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$ marches.

On a 9 marches pour la 1ère volée et 10 pour la 2eme volée.

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

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

$\alpha = \text{arctg}\ \frac{170}{270} = 32{,}19°$

- **La longueur de la volée :**

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

V.8.2. Vérification des dimensions de la marche :

On doit vérifier la relation de Blondel :

$59\text{ cm} < g + 2h < 66\text{ cm}$ $g + 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64$ cm.

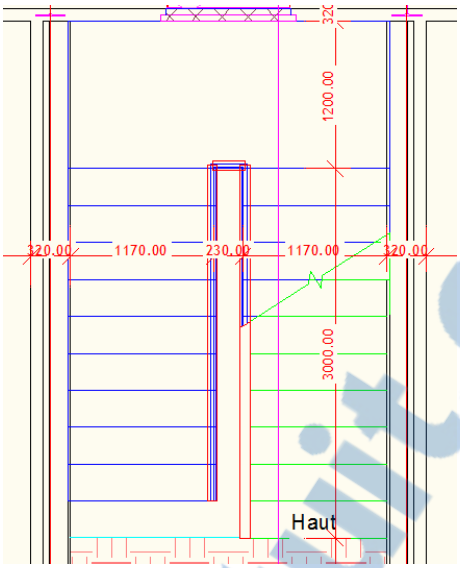


Figure V.2 : Disposition et dimensions des éléments de l'escalier.

V.8.3. Dimensionnement des éléments porteurs :

Volée : G=1,40 kN/m²

Palier : G=2,93 kN/m²

Charge d'exploitation Q=2,50kN/m²

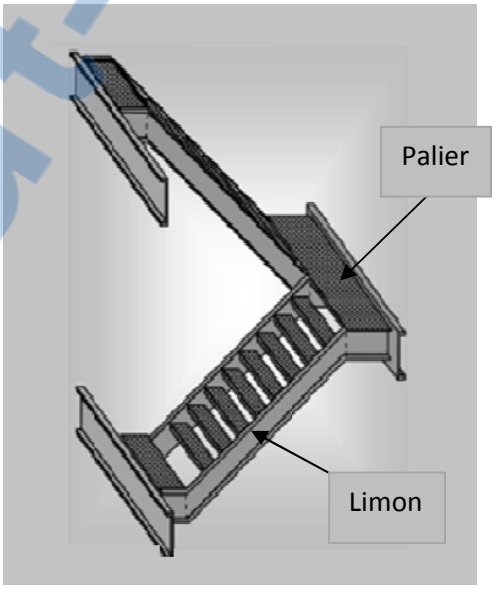


Figure V.3 : Escaliers en charpente métallique.

V.8.3.1. Cornière de marche :

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

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

Rapport-Gratuit.com

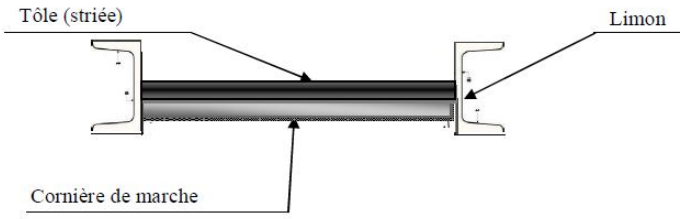


Figure V.4 : Les compositions de la marche.

q = (G+Q) × g = (1,40+2,50) ×0,3 = 1,17 kN/ml

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$f \leq \delta_{Max}$

$\delta_{Max} = \frac{l}{250} = \frac{117}{250} = 0{,}468$ cm

$f = \frac{5q \times l}{384 \times EI_y} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1{,}17 \times 10 \times 117^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 0{,}468}$

$I_y \geq 2{,}905$ cm^3

L 40x40x4 $I_y = 4{,}47$ cm^4

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé L 40 × **4**.

Profil	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
L 40 x 4	2,42	3,08	40	40	4	4,47	4,47	1,55	1,55	1,21	1,21

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

La charge sera : q = Q_{ELS}+Pp → q =4,134 KN/m

$f \leq \delta_{Max}$

$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 1{,}1942 \times 10 \times 117^4}{384 \times 21 \times 21^6 \times 4{,}47} = 0{,}31$ cm $\leq \delta_{Max} = 0{,}468$ cm Condition vérifiée.

c) Classe du profilé L 40 x40x4

- **Classe de l'âme fléchie**

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

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

- **Classe de la semelle comprimée**

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

Donc la section du profilé global est de classe III.

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp = 2,42 Kg/m = 0,0242 KN/m

La charge sera : $q = q_u + 1{,}35Pp \rightarrow q = 1{,}70$ KN/m²

$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 1{,}70 \times \frac{1{,}17^2}{8} = 0{,}291$ KN.m

$M_{ply} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{1{,}55 \times 10^3 \times 235}{1{,}1} = 0{,}331$ KN.m

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

Cornières L 40 x40x4 pour les marches.

V.8.3.2. Calcul du limon :

Volée : G =1,40 kN/m²

Palier : G =2,93 kN/m²

Charge d'exploitation Q=2,50kN/m²

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

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

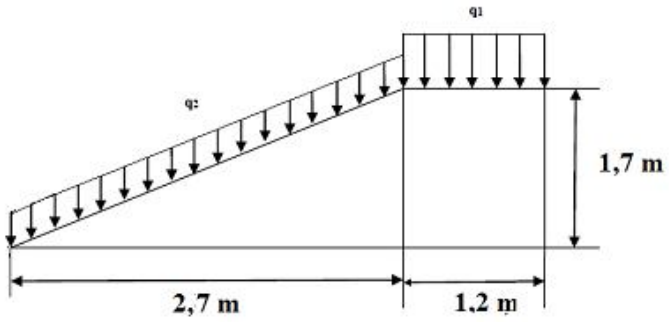


Figure V.5 : Descente des charges sur l'escalier.

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

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

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$f = \frac{5q \times l}{384 \times EI_y} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 3{,}258 \times 10 \times 270^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 1{,}08}$

$I_y \geq 99{,}404\ cm^4$

UPN 80 $I_y = 107{,}204\ cm^4$

Tableau V.2 : Caractéristiques du profilé UPN 80.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	i_y cm	i_z cm
UPN 80	8,64	11	80	45	8	6	47	106	19,4	32,3	11,9	3,10	1,33

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp = 8,64 Kg/m = 0,0864 KN/m

La charge sera : $q = q_{ELS} + Pp \rightarrow q = 3{,}344$ KN/m

$f \leq \delta_{Max}$

$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 3{,}344 \times 10 \times 270^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 107{,}204} = 1{,}027\ cm \leq \delta_{Max} = 1{,}08\ cm$ Condition vérifiée.

c) Classe du profilé UPN 80

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

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp = 8,64 Kg/m = 0,0864 KN/m

La charge sera : $q = q_u + 1{,}35Pp \rightarrow q = 1{,}70$ KN/m²

$q_1 = \frac{1{,}2}{2}(1{,}35 \times (1{,}40 + 0{,}0864) + (1{,}5 \times 2{,}5)) = 3{,}454$ KN/ml

$q_2 = \frac{1{,}2}{2}(1{,}35 \times (2{,}93 + 0{,}0864) + (1{,}5 \times 2{,}5) = 4{,}693$ KN/ml

La charge équivalente :

L1= 319 cm ; L2 = 120 cm

$q_{eq} = (q_1 \times L1 + q_2 \times L2) / (L1 + L2) = 3{,}80$ KN /ml

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

$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 3{,}80 \times \frac{2{,}7^2}{8} = 3{,}46$ KN.m

$M_{ply} = \frac{W_{el,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{21{,}7 \times 10^3 \times 235}{1{,}1} = 4{,}636$ KN.m Condition vérifiée.

UPN 80 pour le limon.

V.8.3.3. La poutre palière :

C'est une poutre assembler sur la moitie des deux poteaux dans ce cas la longueur de la poutre est de 2,9 m.

La charge offerte à la poutre palliée est due aux deux demis de volées et de mur ci-dessus plus le palier.

G_{palier} = 2,930 kN/m²

double UPN 80 avec Pp = 8,64 Kg/m = 0,0864 KN/m

$G_{volée}$ = 1,400 kN/m²

L_{palier} = 3,19 m

$L_{volée}$ =1,2 m → L_{Total} = 4,39 m

$G = 4{,}503 \times \frac{4{,}39}{2} = 9{,}883$ KN/ml

$G_{cloisons} = 1{,}456 \times \frac{3{,}4}{2} = 2{,}475$ KN/ml

$Q = 2{,}5 \times \frac{4{,}39}{2} = 5{,}487$ KN/ml → q = 9,883+2,475+5,487 = 17,845 KN/ml

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$f \leq \delta_{Max}$

$\delta_{Max} = \frac{l}{250} = \frac{290}{250} = 1{,}16$ cm

$f = \frac{5q \times l}{384 \times EI_y} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 17{,}845 \times 10 \times 290^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 1{,}16}$

$I_y \geq 674{,}638$ cm^4

IPE 160 $I_y = 869{,}3$ cm^4

Tableau V.3 : Caractéristiques du profilé IPE160.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm⁴	I_z cm⁴	W_{ply} cm³	W_{plz} cm³	i_y cm	i_z cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	127	869.3	68.3	124	26.10	6.58	1.84

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp = 15,8 Kg/m = 0,158 KN/m

La charge sera : $q = Q_{ELS} + Pp \rightarrow q = 18{,}003$ KN/m

$f \leq \delta_{Max}$

$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 19{,}06 \times 10 \times 290^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 869{,}3} = 0{,}908$ cm $\leq \delta_{Max} = 1{,}16$ cm Condition vérifiée.

c) Classe du profilé IPE 160

- **Classe de l'âme fléchie**

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

$\frac{127.2}{5} = 25{,}44 < 72 \rightarrow$ L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée**

$\frac{c}{t_f} = \frac{b/_2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{41}{7{,}4} = 5{,}54 < 10 \rightarrow$ La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé global est de classe I.

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp = 15,8 Kg/m = 0,158 KN/m

La charge sera : $q = q_u + 1{,}35Pp \rightarrow q = 25{,}127$ KN/m²

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

$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 25{,}127 \times \frac{2{,}9^2}{8} = 26{,}415$ KN.m

$M_{ply} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{123.9 \times 10^3 \times 235}{1{,}1} = 29{,}116$ KN.m Condition vérifiée.

La poutre palière est de profilée en **IPE160**.

VI.1. Introduction :

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

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qui repose portées sur des poteaux. Bien entendue 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.

VI.2. Calcul de plancher de toiture :

Pour le plancher de toiture, l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profile IPE120.

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.

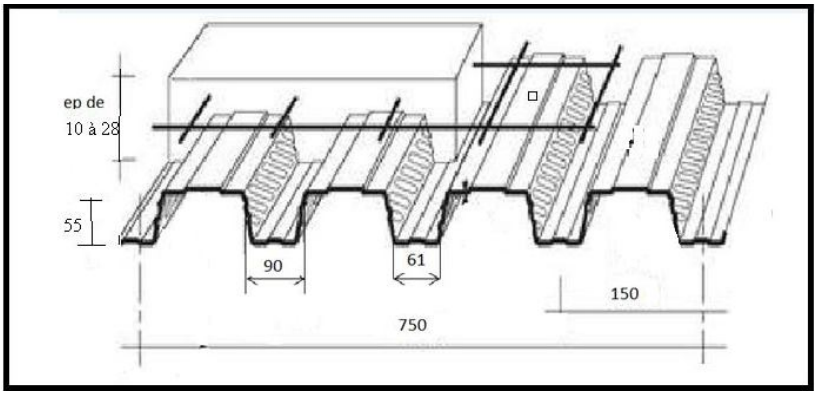


Figure VI.1: Les dimensions de la tôle Hi-bond 55.

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

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (daN/m²)
55	5	150	750	1	12,83

a).Vérification à l'état limite ultime :

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

Charges permanentes :

Dalle en béton : G2 = 25×1,2×0,08 = 2,4 KN/ml

Tôle (Hi-bond 55) : G3 = 0,12 KN/ml

Total : G = 2,52 KN/ml

Surcharge d'exploitation:

Q = 1×1,2 = 1,2 KN/ml

Charge non pondérée :

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

Charge pondérée :

q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,33 KN/ml

Moments fléchissant sollicitant :

Moment maximale en travée :

$M_{sd} = 0{,}08 q_u L^2 = 0{,}08 \times 5{,}33 \times (1{,}2)^2 \rightarrow M_{sd} = 0{,}61$ KN. m

Moments de résistance pastique :

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

$M_{pl\,Rd} = 3{,}16$ KN. m $> M_{sd} = 0{,}61$ KN. m 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 : $f_{max} \leq f_{adm}$

Avec : $f_{max} = \frac{30.1 \times (G_p + G_B) \times L^4}{I_{eff}} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

I_{eff} : Inertie efficace (valeur donnée par le fabricant) :

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

G_p : Poids propre de la tôle.

G_B : Poids du béton frais.

Donc : $\begin{cases} f_{max} = \frac{30{,}1 \times 2{,}52 \times (1{,}2)^4 \times 10^3}{0.503 \times 10^6} = 3{,}1 \text{ mm} \\ f_{adm} = \frac{1200}{250} = 4{,}8 \text{ mm} \end{cases}$

Alors : $f_{max} = 3{,}1$ mm $< f_{adm} = 4{,}8$ 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 de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface. Sans liaison, les poutres métalliques doivent supporter à elles seules tous les efforts. Par contre, si une connexion est mise en place. On crée ainsi une poutre mixte dont la résistance et la rigidité sont sensiblement accrues.

Dans les bâtiments, la connexion 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]

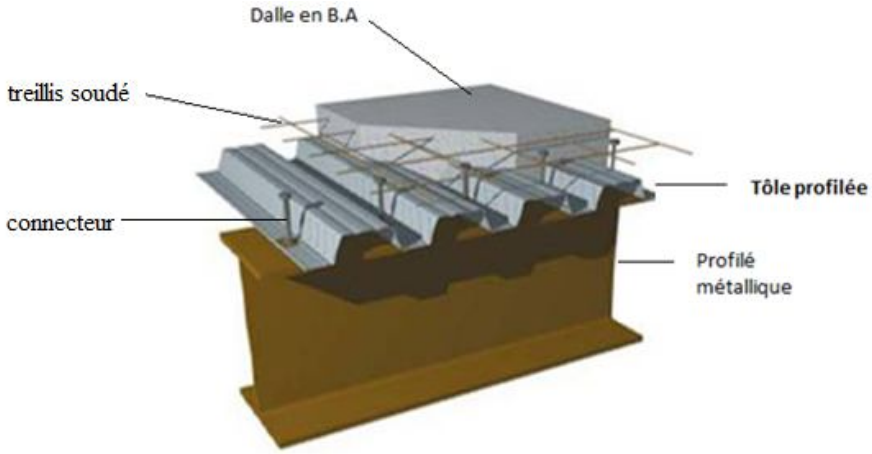


Figure VI.2 : Eléments constructifs du plancher mixte.

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 :

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

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 6{,}4$ m.

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

$b_{e1} = b_{e2} = \min(0{,}8\,;\,0{,}6) = 0{,}6\text{m}.$ Donc : $b_{eff} = 2 \times 0{,}6 = 1{,}2\text{m}.$

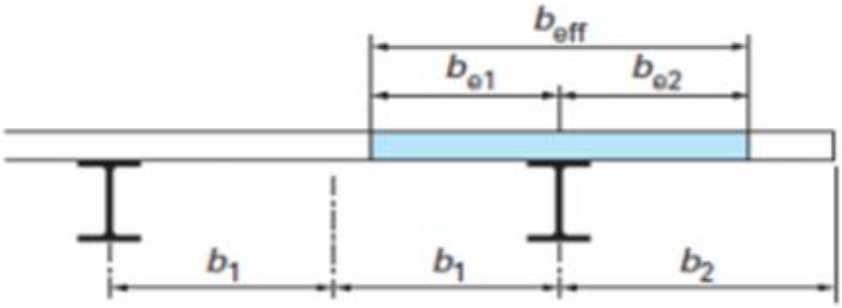


Figure VI.3: Largeur efficace de la dalle.

Charges permanentes :

Solive : G1= 0, 104 KN/ml

Dalle en béton : G2 = 25×1,2×0,08 = 2,4 KN/ml

Tôle (Hi-bond 55) : G3 = 0,12×1,2 = 0,144 KN/ml

Total: G = 2,64 KN/ml

Surcharge d'exploitation:

Q = 1×1,2 = 1,2 KN/ml

Charge non pondérée :

q_s = G + Q = 3,84 KN/ml

Charge pondérée :

q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,36 KN/ml

b) Position de l'axe neutre :

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

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

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

Avec :

$h_c = 80\text{mm}$

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

$f_y = 235\text{MPa}$

$\gamma_c = 1{,}5$

$\gamma_a = 1{,}1$

A_a : Section du profilé IPE 120 : $A_a = 1320mm^2$

Donc :

$$F_c = 1200 \times 80 \times \left(0{,}85 \times \frac{25}{1{,}5}\right) = 1360 \text{ KN}$$

$$F_a = 1320 \times \frac{235}{1{,}1} = 282 \text{ KN}$$

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

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

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} 0{,}85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \qquad z = 16{,}58 \text{ mm} \leq 80mm$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

Avec :

h_a : Hauteur de profilé IPE120.

h_p : Hauteur de la tôle.

h_c : Épaisseur de la dalle en béton.

Donc : $M_{pl\,Rd} = 37{,}42 \text{ KN.m}$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 5{,}36 \times \frac{6{,}4^2}{8} = 27{,}44 \text{ KN.m}$$

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

VI.2.2.2. Vérification de cisaillement :

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

$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5{,}36 \times 6.4}{2} = 17{,}15$ KN

$V_{pl,Rd} = \frac{Av \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$ Avec : Av= A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f= 629,52 mm²

$V_{pl,Rd} = \frac{629{,}52 \times 235}{\gamma_{mo}\sqrt{3}} = 77{,}86$ KN

$V_{pl,Rd} = 77{,}86 \times 0{,}5 = 38{,}93$ KN > 17,15 KN Condition vérifiée.

VI.2.2.3. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$f_{max} \leq f_{adm}$ Avec : $f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_h}$

Avec : $I_h = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff}h_c}{n}\left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2}\right)^2\right) = 24{,}840\ 10^6 mm^4$

n : Coefficient d'équivalence.

n = 13,77 Avec : n = E a / E' c

Ea = 21000 daN/mm² : Module d'élasticité de l'acier de construction.

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

E'c= E_{cm}/2 pour les bâtiments d'habitation ;

E_{cm} = 3050 daN/mm². (Pour un béton de classe C25/30).

I_A: Moment d'inertie de la poutre (Ia = Iy).

$f_{max} = 16{,}083mm < f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6400}{250} = 25{,}6mm$ 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 mm ; h = 80 mm

f_y = 275 MPa

f_u = 430 MPa

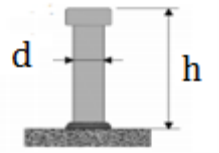


Figure VI.4 : Les dimensions d'un connecteur.

b) Résistance du connecteur isolé :

Résistance du goujon en cisaillement :

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

γ_v Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.

d : diamètre du fut du goujon.

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

E_{cm}: Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

$\alpha = 1$ car $h/d > 4 \rightarrow P_{rd} = 51,86$ KN

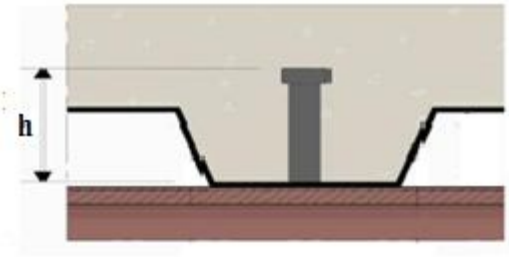


Figure VI.5: Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.

c) Effort de cisaillement longitudinal :

$f_{cf} = Aa \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 712,5$ KN

Avec :

Aa : Section du profilé.

$\gamma_{m1} = 1,1$

Nombre des connecteurs

$N < N_f = f_{cf} / P_{rd} = 712,5/51,86 \rightarrow N = 8,24$ On utilise alors 9 goujons.

Soit un intervalle de :

$S = (\frac{l}{2N}) = \frac{6400}{2\times9} = 355,5$ mm $= 36$ cm

Figure VI.6: Disposition des connecteurs.

VI.2.4. Calcul du ferraillage:

$M_{max} = q_u \frac{l^2}{8} = 27,61$ KN. m

$Mt = 0,85 \times M_{max} = 23,46$ KN. M

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Le moment réduit :

D'après B.A.E.L 91 : [8]

$f_{bu} = 0,85\ f_{c28} / \gamma_b$

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bu} = 18,48$

$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,16$

$\mu_R = 0.39$

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

$A_{st} = \frac{M_U}{Z.\sigma_s}$

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

$\alpha = 1,25\ (1-\sqrt{1-2.\mu}\ ) = 0,22 \rightarrow Z = 0,073$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1,15 = 347,82$ MPa

$A_{st} = 1,10\ cm^2$ On utilise des treillis soudé: T.S .4×4(100×100).

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

Pour le plancher d'étage courant l'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profile IPE180.

VI.3.1. Vérification de la tôle profilée :

La tôle profilée sert de plateforme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton.

Pour cette structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte avec une tôle Hi-bond 55.

a).Vérification à l'état limite ultime :

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

Charges permanentes :

Dalle en béton : G2 = 25×1,2×0,12 = 3,6 KN/ml.

Tôle (Hi-bond 55) : G3 = 0,12 KN/ml.

Total : G = 3,72 KN/ml.

Surcharge d'exploitation:

Q = 1, 5 ×1,2 = 1,8 KN/ml.

Charge non pondérée :

$q_s = G + Q = 5,52$ KN/ml

Charge pondérée :

$q_u = 1,35\ G + 1,5\ Q = 7,72$ KN/ml

Moments fléchissant sollicitant :

Moment maximale en travée :

$M_{sd} = 0.08 q_u L^2 = 0,08 \times 7,72 \times (1,2)^2 \rightarrow M_{sd} = 0,90$ KN. m

Moments de résistance plastique :

$M_{pl\,Rd}$: est donné par le fabricant.

$M_{pl\,Rd} = 3,16$ KN. m $> M_{sd} = 0,90$ KN. m 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 : $f_{max} \leq f_{adm}$

Avec : $f_{max} = \frac{30.1 \times (G_p + G_B) \times L^4}{I_{eff}} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

I_{eff} : Inertie efficace (valeur donnée par le fabricant) : $I_{eff} = 0,503 \times 10^6$ mm^4

G_p : Poids propre de la tôle.

G_B : Poids du béton frais.

Donc :

$$\begin{cases} f_{max} = \frac{30,1 \times 3,6 \times (1,2)^4 \times 10^3}{0.503 \times 10^6} = 4,4 \text{ mm} \\ f_{adm} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ mm} \end{cases}$$

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

VI.3.2. plancher mixte :

VI.3.2.1. 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 :

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

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 6{,}4$ m

$b_1 = b_2 = 0{,}6$m

$b_{e1} = b_{e2} = \min(1{,}2\ ; 0{,}6) = 0{,}6$m Donc : $b_{eff} = 2 \times 0{,}6 = 1{,}2$m

Charges permanentes :

Solive : G1= 0,188 KN/ml

Dalle en béton : G2 = 25×1,2×0,12 = 3,6 KN/ml

Tôle (Hi-bond 55): G3 =0,12×1, 2 = 0,144 KN/ml

Total: G = 3,93 KN/ml

Surcharge d'exploitation:

Q = 1, 5 ×1,2 = 1,8 KN/ml

Charge non pondérée :

q_s = G + Q = 5,73 KN/ml

Charge pondérée :

q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8 KN/ml

b) Position de l'axe neutre :

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

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

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

Avec :

$h_c = 120$mm

$f_{ck} = 25$ MPa

$f_y = 235$MPa

$\gamma_c = 1{,}5$

$\gamma_a = 1{,}1$

A_a : Section du profilé IPE 180 **:** $A_a = 2390\text{mm}^2$

Donc :

$$F_c = 1200 \times 120 \times \left(0{,}85 \times \frac{25}{1{,}5}\right) = 2040 \text{ KN}$$

$$F_a = 2390 \times \frac{235}{1{,}1} = 510{,}6 \text{ KN}$$

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

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

Donc : $z = \frac{F_a}{b_{eff} 0{,}85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$ z =30 mm ≤ 120mm

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

Avec :

h_a : Hauteur de profilé IPE180.

h_p : Hauteur de la tôle.

h_c : Épaisseur de la dalle en béton.

Donc $M_{pl\,Rd} = 100{,}077$ KN. m

$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 8 \times \frac{6{,}4^2}{8} = 40{,}96$ KN. m $< M_{pl\,Rd} = 100{,}077$ KN. m Condition vérifiée.

VI.3.2.2. Vérification de cisaillement :

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

$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{8 \times 6.4}{2} = 25{,}6$ KN

$V_{pl,Rd} = \frac{Av \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$ Avec : Av= A-2b t_f+ (t_w+2r) t_f = 1120,4 mm²

$V_{pl,Rd} = \frac{1120{,}4 \times 235}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 77{,}86$ KN

$V_{pl,Rd} = 77{,}86 \times 0{,}5 = 38{,}93 > V_{sd} = 25{,}6$ KN condition vérifiée.

VI.3.2.3. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

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

$$f_{max} = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_h}$$

Avec : $I_h = I_a + A_a (z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) = I_h = 88.90\ 10^6 \text{mm}^4$

n : Coefficient d'équivalence

n = 13,77 Avec : n = E a / E' c

Ea = 21000 daN/mm² : Module d'élasticité de l'acier de construction.

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

E'c = $E_{cm}/2$ pour les bâtiments d'habitation ;

E_{cm} = 3050 daN/mm². (Pour un béton de classe C25/30)

I_A: Moment d'inertie de la poutre (Ia = Iy)

$f_{max} = 6{,}73$ mm

$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6400}{250} = 25{,}6$ mm Alors : $f_{max} < f_{adm}$ condition vérifiée.

VI.3.3. Etude des connecteurs :

a).Définition :

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

d = 16 mm ; h = 80 mm

f_y = 275 MPa

f_u = 430 MPa

b). Résistance du connecteur isolé :

Résistance du goujon en cisaillement $P_{rd} = \min \begin{cases} \frac{0{,}8 f_u (\frac{\pi d^2}{4})}{\gamma_v} \\ \frac{0{,}29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{cases}$

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.

d : diamètre du fut du goujon

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

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa

α = 1 car h/d > 4

→ P_{rd} = 51,86 KN

c). Effort de cisaillement longitudinal :

f_{cf} = Aa × $\frac{f_y}{\gamma_{m1}}$ = 510,59 KN

Avec :

Aa : Section du profilé ; γ_{m1} = 1,1

Nombre des connecteurs :

N < $N_f = f_{cf}$ / P_{rd} = 510,59 /51,86 = 9,84 On utilise alors 10 goujons.

Soit un intervalle de :

$S = (\frac{l}{2N}) = \frac{6400}{2\times10} = 320$ mm $= 32$ cm

VI.3.4. Calcul du ferraillage:

$M_{max} = q_u \frac{l^2}{8} = 32,77$ KN.m

$Mt = 0,85 \times M_{max} = 27,85$ KN.m

Le moment réduit :

D'après B.A.E.L 91

$f_{bu} = 0,85\ f_{c28} / \gamma_b$

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa

$\gamma_b = 1,15$

$f_{bu} = 18,48 \rightarrow \mu_u = \frac{Mt}{bd^2 fbu} = 0,19$

$\mu_R = 0,39$

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

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z.\sigma_s}$$

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

$\alpha = 1,25\ (1-\sqrt{1 - 2.\mu}\ ) = 0,26 \rightarrow Z=0,07$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1,15 = 347,82$ MPa

$A_{st} = 1,34\ cm^2$ Alors on utilise des treillis soudé: T.S .4×4(100×100).

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 abouts des éléments structurels attachés.
- 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/mm²)	240	320	300	400	360	480	460	900
f_{yb} (N/mm²)	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

oxyacéthylénique 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.

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 :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1{,}25$

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 brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- μ = 0,50 pour les surfaces de la classe A.
- μ = 0,40 pour les surfaces de la classe B.
- μ = 0,30 pour les surfaces de la classe C.
- μ = 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.

Rapport-Gratuit.com

VII.4. Calcul des assemblages :

VII.4.1. Assemblage poteau- traverse (HEA260-IPE200):

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'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

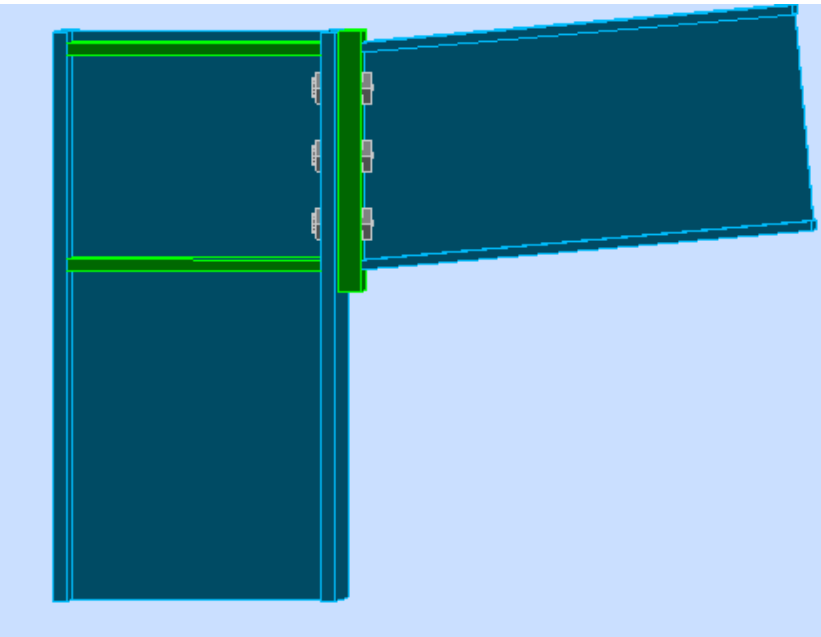


Figure VII.1 : Assemblage poteau-traverse.

VII.4.1.1. Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

$M_{sd,max}$ = 31,97 KN.m

$V_{sd,corresp}$ = 45,088 KN

$N_{sd,corresp}$ = 257,6 KN

VII.4.1.2. Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

$a_{min} \leq a \leq a_{max}$ Avec :

$t_{max} = t_{platine} = 20$ mm et $a_{min} = 5$ mm

$t_{min} = 5,6$ mm

$a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 3,92$ Donc on prend a = 5 mm

- **Soudure de la semelle tendue :**

$N_d \leq \min (R_s ; R_w)$

Avec : $N_d = \frac{Msd}{h} + N_{sd} = 257{,}723$ KN

$R_s = \frac{0{,}7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0{,}7 \times 235 \times 5\sqrt{2} \times 340{,}8}{1{,}15} = 344{,}709$ KN

$R_w = \frac{0{,}5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0{,}5 \times 360 \times 5 \times 340{,}8}{1{,}15} = 266{,}713$ KN

$N_d = 257{,}723$ KN $< \min (R_w ; R_s) = 266{,}713$ KN Condition vérifiée.

- **Soudure de l'âme :**

$V_{sd} \leq R_s$

$R_s = \frac{0{,}7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0{,}7 \times 235 \times 5\sqrt{2} \times 335}{1{,}15} = 338{,}842$ KN

$V_{sd} = 45{,}088$ KN $\leq R_s = 338{,}842$ KN 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 :

$t \leq 10$ mm d = (12 ; 14) mm.

$10 \leq t \leq 25$ mm d = (16 ; 20 ; 24) mm.

$t \geq 25$ mm d = (24 ; 27 ; 30) mm.

On a l'épaisseur de la platine t = 20 mm alors on prend deux files de 3 boulons HR de diamètre Ø = 18 mm, classe 10.9

$2{,}2\ d_0 \leq p_1 \leq 14t$ 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 $e_1 = 60$ mm.

- **Pince transversale e_2 :**

$1{,}5\ d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 50$ mm.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VII.4.1.4. Calcul des boulons sollicités en traction :

$M_{sd} \leq M_R$

$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 153,6$ KN.

$M_R = 2T_R\,(0,05+0,11+0,17) = 101,.376$ KN.m

$M_{sd} = 31,97$ KN.m $\leq M_R = 101,.376$ KN.m Condition vérifiée.

VII.4.1.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$

- Effort de cisaillement par boulon :

$F_{v.sd} = \frac{Vsd}{6} = 7,514$ KN

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$F_{v.Rd} = \frac{0,4 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m1}} = \frac{0,4 \times 1000 \times 192}{1,15} = 66,783$ KN

$F_{v.sd} = 7,514$ KN $\leq F_{v.Rd} = 66,783$ KN Condition vérifiée.

VII.4.1.6. Vérification de la pression diamétrale :

$F_{v.sd} \leq L_R$

$L_R = \frac{2,4 \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{m1}} = \frac{2,4 \times 1000 \times 18 \times 8,5}{1,15} = 319,304$ KN

$F_{v.sd} = 7,514$ KN $\leq L_R = 319,304$ KN Condition vérifiée.

VII.4.2. Assemblage traverse – traverse (IPE200-IPE200) :

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 la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

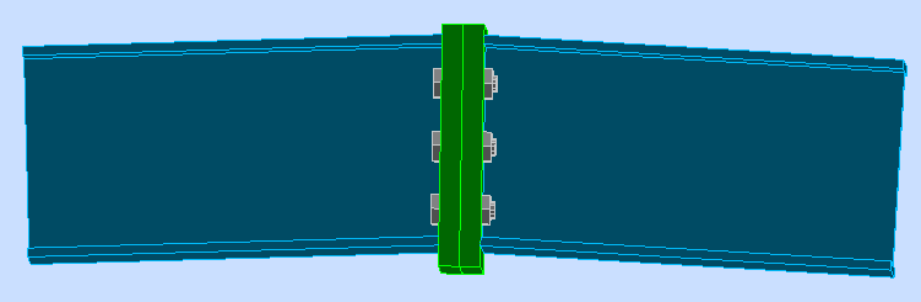


Figure VII.2 : Assemblage traverse –traverse.

VII.4.2.1. Efforts sollicitant:

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

$M_{sd,max}$ = 9,4306 KN.m

$V_{sd,corresp}$ = 38,483 KN

$N_{sd,corresp}$ = 202,329 KN

VII.4.2.2. Soudure de la platine:

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : ep = 20 mm

$a_{min} \leq a \leq a_{max}$ Avec : a_{min} = 5 mm

$t_{max} = t_{platine}$ = 20 mm

t_{min}= 5,6 mm

$a_{max} = 0,7 \times t_{min}$ = 3,92 mm Donc on prend a = 5 mm.

- **Soudure de la semelle tendue :**

$N_d \leq \min (Rs ; R_w)$

Avec : $N_d = \frac{Msd}{h} + N_{sd}$= 202,36 KN

$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 5\sqrt{2} \times 340,8}{1,15}$ = 396,415 KN

$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 5 \times 340,8}{1,15}$ = 306,72 KN

N_d = 202,36 KN < min (R_w ; R_s) = 306,72 KN Condition vérifiée.

- **Soudure de l'âme :**

$V_{sd} \leq R_s$

$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 5\sqrt{2} \times 335}{1,15}$ = 389,669 KN

V_{sd} = 38,483 KN $\leq R_s$ = 389,669 KN Condition vérifiée.

VII.4.2.3. Disposition constructives:

- **Choix de diamètre du boulon :**

On a l'épaisseur de la platine t = 20 mm alors on prend deux files de 3 boulons HR de diamètre Ø = 16 mm, classe 10.9

$2,2\ d_0 \leq p_1 \leq 14t$ 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 $e_1 = 60$ mm

- **Pince transversale e_2 :**

$1{,}5\ d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 55$ mm

VII.4.2.4. Calcul des boulons sollicités en traction :

$M_{sd} \leq M_R$

$T_R = 0{,}8 \times f_{ub} \times A_s = 0{,}8 \times 1000 \times 157 = 125{,}6$ KN

$M_R = 2\ T_R\ (0{,}055+0{,}115+0{,}175+0{,}230) = 144{,}44$ KN.m

$M_{sd} = 9{,}43$ KN.m $\leq M_R = 144{,}44$ KN.m Condition vérifiée.

VII.4.2.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement:

$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$

- Effort de cisaillement par boulon :

$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = 6{,}41$ KN

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$F_{v.Rd} = \frac{0{,}4 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m1}} = \frac{0{,}4 \times 1000 \times 157}{1{,}15} = 54{,}61$ KN > 6,41 KN Condition vérifiée.

VII.4.2.6. Vérification de la pression diamétrale:

$F_{v.sd} \leq L_R$

$L_R = \frac{2{,}4 \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{m1}} = \frac{2{,}4 \times 1000 \times 16 \times 5{,}6}{1{,}15} = 186{,}99$ KN

$F_{v.sd} = 6{,}41$ KN $\leq L_R = 186{,}99$ KN Condition vérifiée.

VII.4.3. Assemblage poteau- poutre (HEA260 ; IPE300) :

L'assemblage par platine d'extrémité entre une poutre (IPE300) et un poteau (HEA260).

Le choix de l'assemblage s'est porté sur :

- épaisseur de la platine t = 20 mm
- des boulons HR de classe 10.9

- diamètre des boulons d =16 mm

Dimensions de la platine :

h_p = 480 mm

b_p = 260 mm

e_p = 20 mm

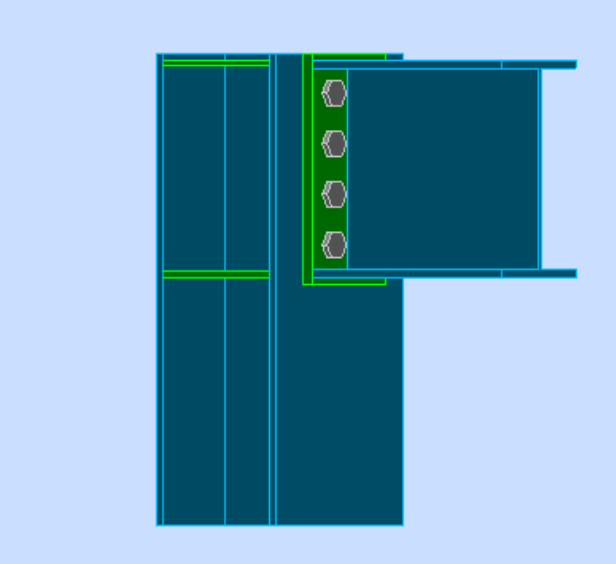


Figure VII.3 : Assemblage Poteau-Poutre.

VII.4.3.1. Efforts sollicitant:

On utilise les efforts pris de logiciel SAP2000 suivant :

$M_{sd,max}$ = 79,54 KN.m

$V_{sd,corresp}$ = 83,51 KN

$N_{sd,corresp}$ = 838,42 KN

VII.4.3.2. Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

Cordon de soudure de la semelle :

$a_s = 0{,}7 \times t_f = 0{,}7 \times 10{,}7 = 7{,}49$ mm

Cordon de soudure de l'âme :

$a_w = 0{,}7 \times t_w = 0{,}7 \times 7{,}1 = 4{,}97$ mm Donc on prend a = 10 mm.

- **Soudure de la semelle tendue :**

$N_d \leq \min(R_w ; R_s)$ Avec :

$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = 838{,}738$ KN

$R_s = \frac{0,7 \times fy \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10\sqrt{2} \times 540}{1,15} = 1142,04$ KN

$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10 \times 540}{1,15} = 845,217$ KN

$N_d = 838,738$ KN < min (R_w ; R_s) = 845,217 KN condition vérifiée.

- **Soudure de l'âme :**

$V_{sd} \leq R_s$

$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10\sqrt{2} \times 497,2}{1,15} = 1002,809$ KN

$V_{sd} = 83,516$ KN ≤ $R_s = 1002,809$ KN condition vérifiée.

VII.4.3.3. Dispositions constructives :

- **Choix du diamètre du boulon :**

On a l'épaisseur de la platine t = 20 mm alors on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre Ø= 16 mm, classe HR 10.9.

- **Distance entre axe des boulons :**

$d_0 = Ø + 2 = 20 + 2 = 22$ mm.

t = min (tw(poutre) ; t_w(poteau)) = 7,1 mm.

$2,2\ d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 70$ mm.

$3\ d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 70$ 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.

VII.4.3.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

- Effort de cisaillement par boulon :

$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{8} = 20,87$ KN

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,15} = 106,521$ KN > $F_{v.sd} = 20,87$ KN condition vérifiée

VII.4.3.5. Calcul des boulons sollicités en traction :

- Résistance de calcul en traction par boulon :

$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 245}{1,25} = 189,739$ KN

- Effort de traction de calcul par boulon :

$F_{t.sd} = \frac{M_{sd} \times di}{\sum d_i^{\,2}} = \frac{79.54 \times 0,05}{(0,05+0,12+0,19)} = 11,047$ KN

- Vérification :

$\frac{Fv.sd}{Fv.Rd} + \frac{Ft.sd}{1,4\ Ft.Rd} = 0,312 < 1$ condition vérifiée.

VII.4.3.6. Vérification de la pression diamétrale :

$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,83;\ 0,81;\ 2,77;\ 1) = 0,81$

$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,81 \times 1000 \times 20 \times 7,1}{1,25} = 230,04$ KN

$F_{v\,Rd} = 27,838$ KN $< F_{b.Rd} = 230,04$ KN condition vérifée.

VII.4.4. Assemblage poutre -solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE180 avec l'âme de la poutre IPE300, avec une file verticale de deux boulons.

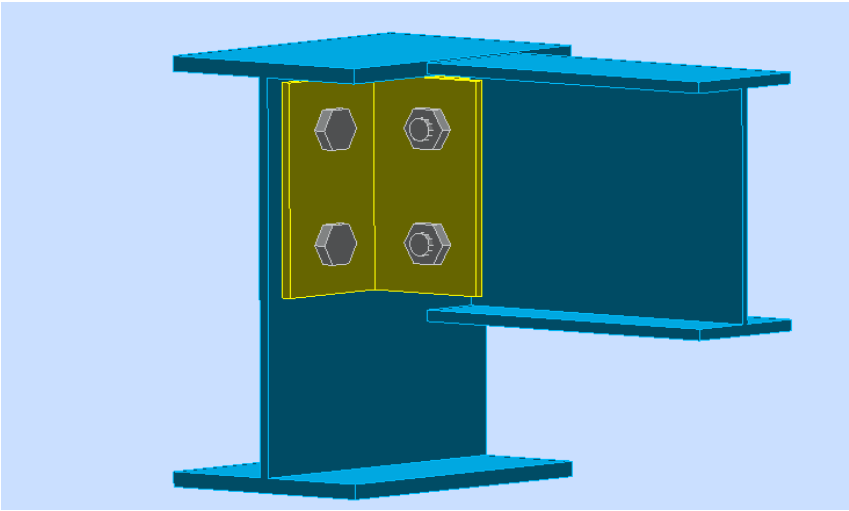


Figure VII.4 : Assemblage poutre-solive.

Efforts à prendre en considération :

$M_{sd,max} = 14,077$ KN.m

$V_{sd,corresp} = 56,76$ KN

VII.4.4.1. Choix du gousset :

$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} \geq V_{sd}$

$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)} = 460{,}18 \text{ mm}^2$

On prend L90×90×10, avec $A = 17{,}1 \times 10^2$ mm^2

VII.4.4.2. Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons HR 10.9 Ø16, dans les deux cotes de la cornière.

- **Distance entre axe des boulons :**

$d_0 = Ø + 2 = 16 + 2 = 18$ mm

t = min (t_w (poutre) ; t_w(solive)) = 5,3 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.4.4.3. 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 :

$F_{v.Rd} = \frac{0{,}5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0{,}5 \times 1000 \times 245}{1{,}25} = 98$ KN

$F_{v.sd} = 14{,}19$ KN < $F_{v.Rd} = 98$ KN condition verifiée.

VII.4.4.4. Vérification de la pression diamétrale :

$F_{b.Rd} = \frac{2{,}5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}\ ;\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}\ ;\ \frac{f_{ub}}{f_u}\ ;\ 1\right) = \min(0{,}66\ ;\ 0{,}75\ ;\ 2{,}77\ ;\ 1) = 0{,}66$

$F_{b.Rd}$ = 141,192 KN > $F_{v.sd}$ = 56,76 KN condition vérifiée.

VII.4.5. Assemblage poteau-poteau HEA 260 :

L'assemblage est fait à l'aide de couvres 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.

Efforts à prendre en considération :

$M_{sd,max}$ = 0,419 KN.m

$N_{sd,corresp}$ = 274,137 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 Ø20.

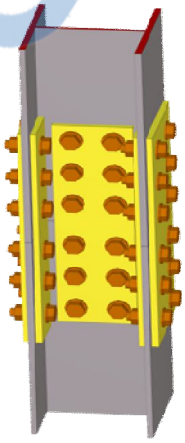


Figure VII.5 : Assemblage Poteau-Poteau.

- **Distance entre axe des boulons :**

$d_0 = Ø + 2 = 20 + 2 = 22$ 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 = 70mm.

Rapport-Gratuit.com

b) Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :

$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$

$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{2 f_y} = \frac{274{,}37 \times 10^3 \times 1{,}1}{2 \times 235} = 642{,}142\ mm^2$

t = A/b = 642,142/260 = 2,47 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) × t = $(260 - 2 \times 20) \times 10 = 2200\ mm^2$

$N_{pl,Rd} = \frac{0{,}9 \times 360 \times 2200}{1{,}25} = 570{,}24\ KN$

$N_{pl,Rd}$ = 570,24 KN > $\frac{N_{sd}}{2}$ = 137,068 KN condition verifiée.

d) Résistance au cisaillement des boulons des semelles :

La résistance au cisaillement d'un boulon HR10.9 Ø20 est donnée par :

$F_{v.Rd} = \frac{0{,}5 \times f_{ub} \times As}{\gamma_{mb}} = \frac{0{,}5 \times 1000 \times 245}{1.25} = 98\ KN$

$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}}{12} = 23{,}044\ KN < F_{v.Rd} = 98\ KN$ condition verifiée.

e) Résistance à la pression diamétrale :

$F_{b.Rd} = \frac{2{,}5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = \min(0{,}83 ; 1{,}41 ; 2{,}77 ; 1) = 0{,}83$

$F_{b.Rd} = \frac{2{,}5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}} = 416{,}666\ KN > F_{v.sd} = 23{,}044\ KN$ 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 Ø20.

- **Distance entre axe des boulons :**

d_0 = Ø + 2 = 20 + 2 =22 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 :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{2fy} = \frac{274{,}37 \times 10^3 \times 1.1}{2 \times 235} = 642{,}1425 \text{ mm}^2$$

$t = A/b = 642{,}1425/260 = 2{,}47$ mm On prend une épaisseur de 10 mm.

c) Vérification de la section nette:

$$N_d = \frac{0{,}9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

Avec $A_{net} = (b\text{-}2d) \times t = (260 - 2 \times 20) \times 7{,}5 = 1650$ mm^2

$$N_{pl,Rd} = \frac{0{,}9 \times 360 \times 1650}{1{,}25} = 427{,}680 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{2} = 137{,}068 \text{ KN}$$ condition vérifiée.

d) Résistance au cisaillement des boulons des semelles:

La résistance au cisaillement d'un boulon HR10.9 Ø20 est donnée par :

$$F_{v.Rd} = \frac{0{,}5 \times f_{ub} \times As}{\gamma_{mb}} = \frac{0{,}5 \times 1000 \times 245}{1{,}25} = 98 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}}{12} = 23{,}044 \text{ KN}$$

$F_{v.Rd} = 98$ KN $> F_{v.sd} = 23{,}044$ KN Condition vérifiée.

e) Résistance à la pression diamétrale:

$$F_{b.Rd} = \frac{2{,}5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0{,}66; 1{,}08; 2{,}77; 1) = 0{,}66$

$$F_{b.Rd} = \frac{2{,}5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}} = 198 \text{ KN} > F_{v.sd} = 34{,}267 \text{ KN}$$ Condition vérifiée.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VII.4.6. Assemblage contreventement :

VII.4.6.1. 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 :

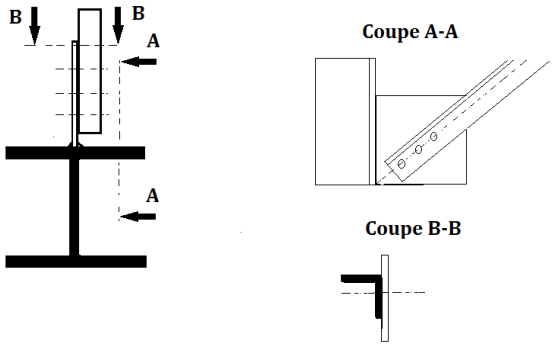


Figure VII.6 : Assemblage de contreventement dans la semelle du poteau.

Configuration d'une cornière sur gousset soudé à l'âme du poteau :

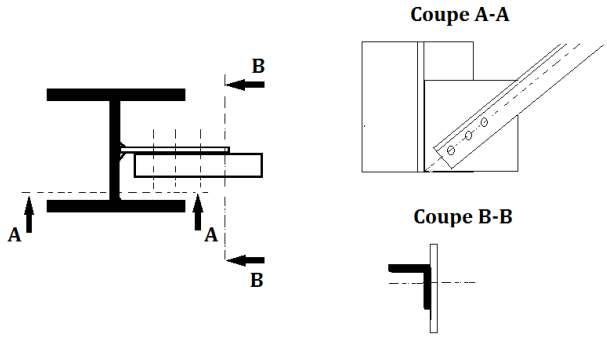


Figure VII.7 : Assemblage de contreventement dans l'âme du poteau.

Données :

Poteau HEA260 Fe 360.

Barre de contreventement : Cornière 80 × 80× 10 Fe 360.

Gousset 250 × 300 × 10 Fe 360.

Boulons M20, Classe 6.8

Soudures Gousset sur la semelle du poteau.

Direction de l'effort (1).

Nombre de rangées de boulons $n_l = 3$

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.

Efforts à prendre en considération :

$M_{sd,max} = 3{,}376$ KM. m.

$V_{sd,correp} = 0{,}57$ KN.

$N_{sd,corresp} = 89{,}17$ KN.

VII.4.6.2. La soudure:

Selon l'abaque de pré-dimensionnement de la gorge « a ».

Nous pouvons proposer a = 5 mm.

$F_{w,rd} = a\frac{f_u}{\sqrt{3}\times\beta_w\times\gamma_{m2}} = 5\frac{360}{\sqrt{3}\times0{,}8\times1{,}25} = 900$ N/mm² [7]

$N_{w,rd} = F_{w,rd} \times (L1 + L2) = 900 \times (250 + 300) = 495$ N

$N_{Ed} = N_{sd} \times \sin\alpha = 89{,}17 \times \sin 45 = 63{,}05$ KN < $N_{w,rd}$ Condition vérifiée.

VII.4.6.3. Boulon en cisaillement:

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

Avec :

$F_{v,rd} = \frac{f_{ub}\times A_s\times\alpha_v\times m\times n}{\gamma_{mb}}$

- Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée 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 filetée du boulon :

$\alpha_v = 0{,}6$

$F_{v,rd} = \frac{600\times245\times0{,}5\times1\times3\times10^{-3}}{1{,}25} = 176{,}4$ KN

$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{89{,}17}{3} = 29{,}72$ KN < 176,4 KN Condition vérifiée.

VII.4.6.4. Vérification à la résistance des pièces (la pression diamétrale):

$$F_{b,rd} = \frac{2{,}5\alpha . f_{ub} . d_0 . t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right] = min\left[\frac{50}{66}; \frac{80}{66} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1\right] = 0{,}757$$

$$F_{b,rd} = \frac{2{,}5 \times 0{,}757 \times 600 \times 22 \times 10 \times 10^3}{1{,}25} = 199{,}85 \text{ KN} > F_{v,sd} = 29{,}72 \text{ KN}$$ Condition vérifiée.

VII.4.6.5. Boulon en traction:

a) Traction dans le boulon:

$$F_{t,rd} = \frac{0{,}9 A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0{,}9 \times 245 \times 600}{1{,}25} = 105{,}84 \text{ KN}$$

$$F_{t.sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum {d_i}^2} = \frac{3{,}376 \times 0{,}29}{(0{,}05+0{,}13+0{,}21+0{,}29)^2} = 0{,}63 \text{ KN} < F_{t,rd} = 105{,}84 \text{ KN}$$ Condition vérifiée.

b) Poinçonnement:

$$B_{p,rd} = \frac{0{,}6\pi . d_m . t_p . f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0{,}6\pi \times 32{,}4 \times 10 \times 360}{1{,}25} = 175{,}889 \text{ KN}$$

$175{,}889 \text{ KN} > F_{v,sd} = 29{,}72 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

VII.4.6.6. Boulon sollicité simultané au cisaillement et à la traction:

$$\frac{V_{sd}}{F_{v,rd}} + \frac{N_{sd}}{1{,}4F_{t,rd}} = \frac{0{,}57}{176{,}4} + \frac{89{,}17}{1{,}4 \times 105{,}84} = 0{,}605 \leq 1$$ Condition vérifiée.

VII.4.6.7. 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.

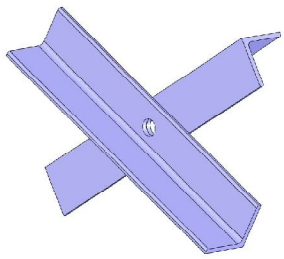


Figure VII.8: Liaison entre deux diagonales continues.

VIII.1. Introduction :

Tout structure à 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.

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) :

- σ_{sol} = 1,80 bars
- γ_h = 2,09 t/m^3
- C = 4

Le L.T.P.O recommande pour cet ilot de :

- Passer par des fondations semi profondes, sur puits.
- Les ancrer à 3,00 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. Caractéristiques des matériaux :

VIII.4.1. Béton :

Résistance caractéristique de calcul à 28 jours : f_{c28} = 25MPa.

a) Sollicitations sous actions normales :

σ_b = 0,85 x f_{c28}/γ_{Mb} σ_b = 0,85 x 25/ 1,5 = 14,16 Mpa.

f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 x 25 = 2,1 Mpa.

b) Etat limite de service :

σ_b = 0,6 x f_{c28} = 0,6 x 25= 15 MPa.

c) Sollicitations sous actions accidentelles :

σ_b = 0,85 x f_{c28}/γ_{Mb} σ_b = 0,85 x 25/ 1,15 = 18,48 MPa.

VIII.4.2. Acier :

a) Acier haute adhérence (H.A):

Sollicitations sous actions normales :

σs = fe /γ_s = 400 / 1,15 = 348 MPa.

Etat limite de service :

σs = 2/3 fe = 2/3 400 = 267 MPa.

Sollicitations sous actions accidentelles :

σs = 400 MPa.

b) Acier doux:

Sollicitations sous actions normales :

σs = fe /γ_s= 235 / 1,15 = 204 MPa.

Etat limite de service :

σs = 2/3 fe = 2/3 235 = 154 MPa.

Sollicitations sous actions accidentelles :

σs = 235 MPa.

VIII.5. 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 comportement mécanique (ferraillage) s'effectue à l'état limite de service.

VIII.6. 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.

VIII.7. Effort sollicitant :

Selon logiciel SAP 2000 et sous la combinaison à l'ELS G + Q :

$M_{sd} = 31{,}30$ KN. m

$N_{sd} = 840{,}74$ KN

Selon logiciel SAP 2000 et sous la combinaison à l'ELU 1,35 G + 1,5 Q + 1,5 S :

$M_{sd} = 57{,}63$ KN.m

$N_{sd} = 1242{,}31$ KN

Effort de soulèvement selon logiciel SAP 2000 et sous la combinaison G + Q + 1,2E :

$M_{sd} = 39{,}08$ KN.m

$N_{sd} = 840{,}741$ KN

VIII.8. Dimensionnement de la plaque d'assise :

Les plaques d'assise sont généralement réalisées en acier de nuance S235 ou S275.

VIII.8.1. Cordon de soudure :

Le cordon de soudure est donné par la formule suivant :

Semelle HEA 260 :

$a_s = 0{,}7 \times t_f = 8{,}75$mm.

On prend $a_s = 10$ mm.

Ame HEA 260 :

$a_a = 0{,}7 \times t_w = 5{,}25$ mm.

On prend $a_a = 8$ mm.

VIII.8.2. 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 ≥ h_a+ $(2a_s)$ → a ≥ 250 + (2× 10) = 270 mm.

On prend a = 450 mm.

b ≥ h_s+ $(2a_s)$ → b ≥ 260 + (2× 10) = 280 mm.

On prend b = 450 mm.

VIII.8.3. Épaisseur de la plaque :

L'épaisseur de la plaque est définie par la formule suivante :

$$t \geq U\sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

U: la largeur entre l'extrémité de la platine et le poteau.

U = 95 mm.

$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{840{,}741}{0{,}45 \times 0{,}45} = 4151{,}81$ KN/m².

$t \geq 95\sqrt{\frac{3 \times 4151{,}81 \times 10^{-4}}{24}} = 21{,}64$ mm.

On prend $t = 25$ mm.

Remarque :

Les renforcements latéraux (goussets) permettent de mieux répartir la contrainte.

VIII.8.4. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :

On doit vérifier que :

$\sigma < \overline{\sigma_b}$

$\sigma = \frac{N}{a \times b}$ = 4151,81 KN/m² = 41,52 daN/cm² < 80 daN/cm² Condition vérifiée.

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \times b\frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

M_e : est Le moment résistant élastique de la platine.

$M_e = \sigma_e \frac{I}{V}$

Avec : $\frac{I}{V} = \frac{bt^2}{6}$

U: la largeur entre l'extrémité de la platine et le poteau.

$\sigma \times b \frac{U^2}{2} = 41{,}52 \times 45 \times \frac{9{,}5^2}{2} = 84311{,}55$ daN.cm

$M_e = \sigma_e \frac{bt^2}{6} = 24 \frac{450 \times 25^2}{6} = 112500$ daN. cm Condition vérifiée.

VIII.9. 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} = 25Mpa, et l'acier du tirant d'ancrage est en Fe360, la valeur de la contrainte d'adhérence barre – béton aux états limites ultimes est :

$\tau_{su} = 0{,}6\varphi_s{}^2 \times f_{tj}\ 1{,}26$ Avec : $\varphi_s = 1$ (Rond lisse)

$f_{tj} = 0{,}06 f_{c28} + 0{,}6 = 2{,}1$ MPa

$\tau_{su} = 1{,}26$ MPa

On choisit 8 tiges scellée (Ø30mm) pour chaque poteau, soit 2 files de 4 boulons d'ancrage.

Pour un boulon d'ancrage d'une longueur minimale de l_1= 400mm avec butée, la force d'ancrage est :

$\tau_{su} = \pi \times T_{su} \times \emptyset \times L_1 = 3{,}14 \times 12{,}6 \times 3 \times 40 = 47{,}47$ KN

On doit vérifier que :

$F_{su} \geq \frac{N_{sd}}{8} + \frac{M_{sd}}{2d}$ Avec : N_{sd} est effort de compression.

$\frac{N_{sd}}{8} + \frac{M_{sd}}{2d} = \frac{-840{,}741}{8} + \frac{39{,}08}{2 \times 0{,}35} =$ -49,26 kN Condition vérifiée puisque les tiges d'ancrage ne sont pas tendues

Rapport-Gratuit.com

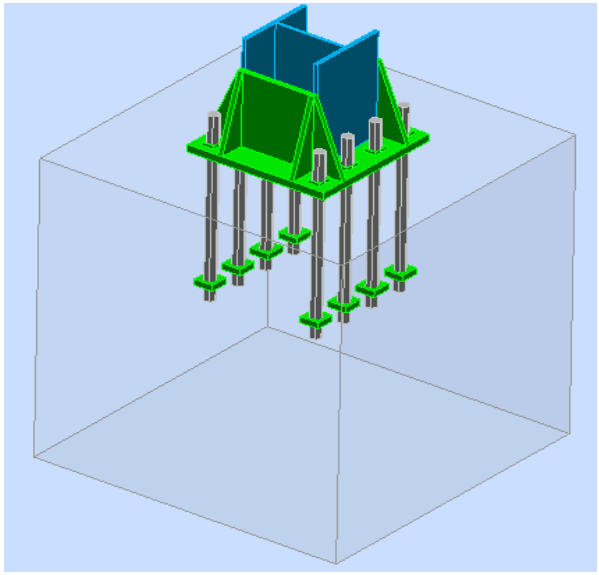


Figure VIII.1 : Vue en 3D de pied de poteau.

VIII.10. 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.

Ces fondations sont utilisées lorsque la couche de mauvais sol a une épaisseur inférieure à 5m ou dans le cas des sols gonflants.

VIII.10.1. Pré-dimensionnement :

Le poteau est de (100×100) 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 SAP 2000 et sous la combinaison à l'ELS G + Q.

$N_{sd} = 840{,}74$ KN

$M_{sd} = 31{,}30$ KN. m

$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$\overline{\sigma_{sol}}$ = 1,8 bar = 180 KN/m².

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{S} = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{A \times \frac{A \times b}{a}} = \frac{840{,}74}{\frac{A^2 \times 1}{1}}$$

$\frac{840,74}{A^2} \leq 180$ KN/m².

$A \geq \sqrt{\frac{840,74}{180}} \rightarrow A \geq 2,16$ m.

On choisit A = 2,6 m.

Donc B = 2,6 m.

$\sigma_{cal} = \frac{840,74}{2,6 \times 2,6} = 124,37$ KN/m² $< \overline{\sigma_{sol}}$

D'après un logiciel de calcul des fondations nous avons obtenu les résultats suivant :

Tableau VIII.1 : Dimensions des faux-puits.

Repère	Efforts sollicitant		Dimension	
	N_{sd}(KN)	M_{sd}(KN.m)	A (m)	B (m)
F.P1	612,68	31,30	2,05	2,05
F.P2	840,74	31,30	2,60	2,60
F.P3	747,56	31,30	2,30	2,30
F.P4	592,30	31,30	2,00	2,00
F.P5	802,43	31,30	2,30	2,30

VIII.10.2. Calcule du ferraillage :

On adopte le ferraillage constructif en treillis soudée 4×4(150×150).

Avec un enrobage de 5 cm.

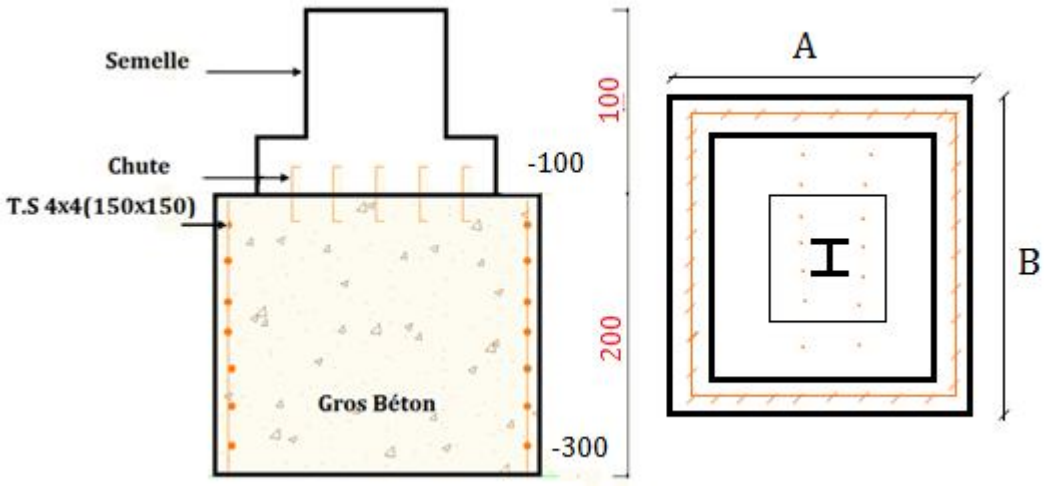


Figure VIII.2 : La disposition des armatures de faux-puits.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VIII.11. Calcul des semelles :

VIII.11.1. Pré dimensionnement :

Le poteau est de (100×100) cm^2.

Condition d'homothétie :

$\frac{A'}{B'} = \frac{a}{b}$

$\begin{cases} A' = \frac{a \times B'}{b} \text{ Avec a} = 1 \text{ m} \\ B' = \frac{A' \times b}{a} \text{ Avec b} = 1 \text{ m} \end{cases}$

$\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$

L'ELS G + Q :

$N_{sd} = 840{,}74 \text{ KN}$

$M_{sd} = 31{,}30 \text{ KN.m}$

$4\ bars \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}} \leq 10 \text{ bars.} \rightarrow$ 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' = 1,9 m.

$\sigma_{cal} = \frac{840{,}74}{1{,}9 \times 1{,}9} + \frac{31{,}30}{\frac{1{,}9 \times 1{,}9^3}{12}} \times \frac{1{,}9}{2} = 260{,}27 \text{ KN/m}^2 < 400 \text{KN/m}^2$ Condition vérifiée.

D'après un logiciel de calcul des fondations 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	612,68	31,30	1,70	1,70
S2	840,74	31,30	1,90	1,90
S3	747,56	31,30	1,70	1,70
S4	592,30	31,30	1,50	1,50
S5	802,43	31,30	1,80	1,80

VIII.11.2. 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 :

$$d = \max \begin{cases} dx = \frac{A' - a}{4} = 0{,}225 \text{ m} \\ dy = \frac{B' - b}{4} = 0{,}225 \text{ m} \end{cases}$$

On prend d = 0,40 m.

h = d + 5 = 0,45 m.

VIII.11.3. Vérification de la stabilité :

Quelque 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.

$e = \frac{Ms}{Ns} = \frac{31{,}30}{840{,}74} = 0{,}037$ m.

$1{,}9 > 0{,}223$ m Condition vérifiée.

VIII.11.4. Calcul du ferraillage :

On applique la méthode des bielles :

A l'état limite ultime :

$$\begin{cases} A_{au} = \frac{N_{sdu}'(A-a)}{8 d_a \times \sigma_{st}} \\ A_{bu} = \frac{N_{sdu}'(B-b)}{8 d_b \times \sigma_{st}} \end{cases}$$

Avec $\sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}82$ MPa

$N_{sdu}' = N_{sdu}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 1{,}332$ MN

$d_a = d_b \approx d = 0{,}40$ m.

VIII.11.5. Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité et défini comme la suite :

$\frac{B-b}{4} \leq d_a$ et $d_b \leq A - a$

$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$

$0{,}225 \leq 0{,}40 \leq 0{,}9$ Condition vérifiée.

$A_a = \frac{1{,}332\ (1{,}9-1)}{8\times0{,}4\times347{,}82}$

$A_b = \frac{1{,}3483\ (1{,}9-1)}{8\times0{,}4\times347{,}82}$

$A_a = A_b = 10{,}775$ cm²

$A_a = A_b$ =10T12 = 11,31 cm²

On ajoute aussi des armatures de couture (de peau) de diamètre ∅ 12 (10T12).

Avec un espacement de 18 cm.

VIII.11.6. Type d'ancrage :

l_s : Est donnée par la formule suivante :

$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_s}}$

Avec :

$\overline{\tau_s} = 0{,}6[\psi^2 \times f_{t28}] = 2{,}835$ MPa.

$l_s = \frac{12\times400}{4\times2{,}835} = 42{,}328$ cm.

$\frac{B}{8} = 23{,}75 \leq l_s < \frac{B}{4} = 47{,}5$ 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.

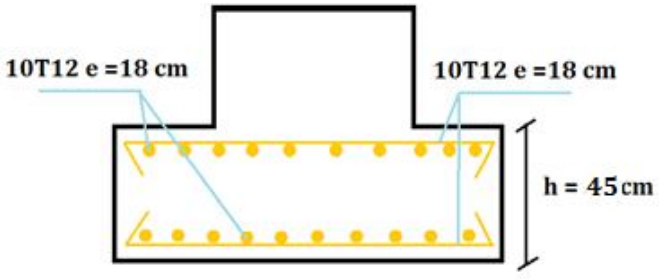


Figure VIII.3 : Vue en élévation du ferraillage.

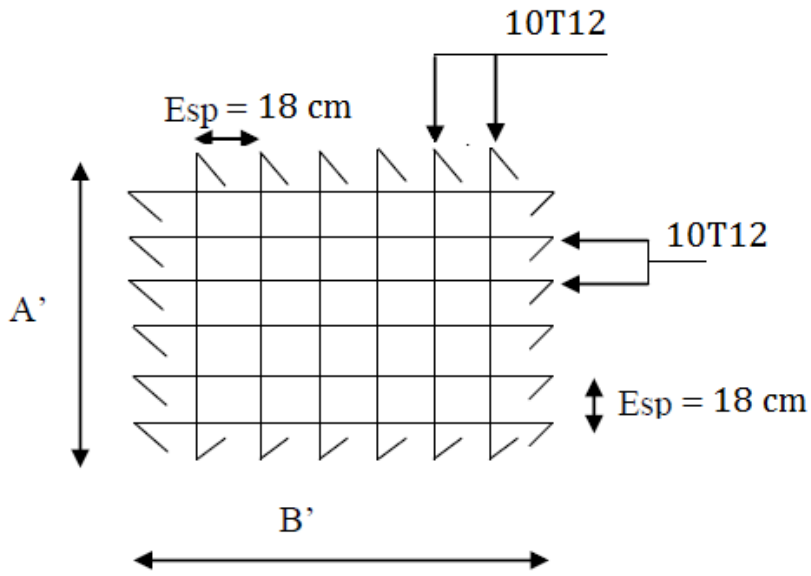


Figure VIII.4 : Vue en plan des armatures principale.

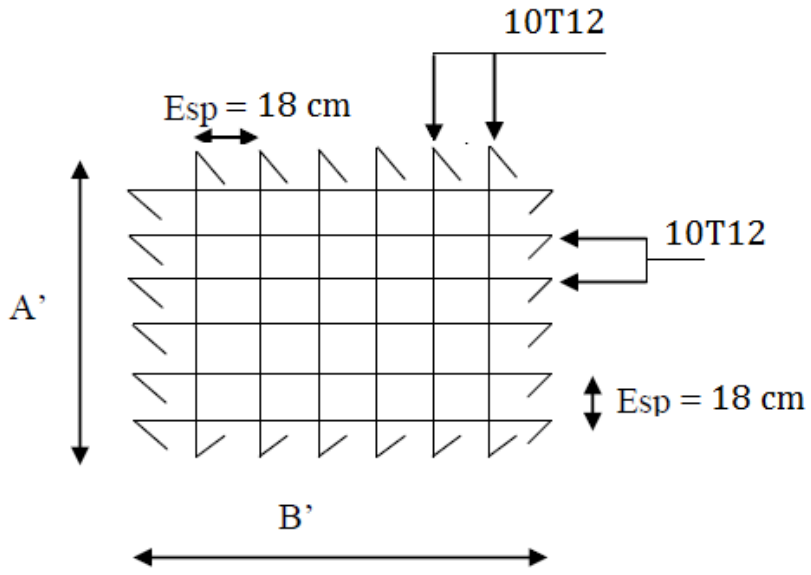


Figure VIII.5: Vue en plan des armatures de peau.

VIII.12. Les fûts :

VIII.12.1. Calcul du ferraillage :

Le RPA99 exige une section minimale :

A_{min} = 0,6% B = 0,6%[(100× 100) - (75×75)] = 26,25 cm².

On prend A_{st} = 20T12 = 37,70 cm².

Avec des cadres Ø10.

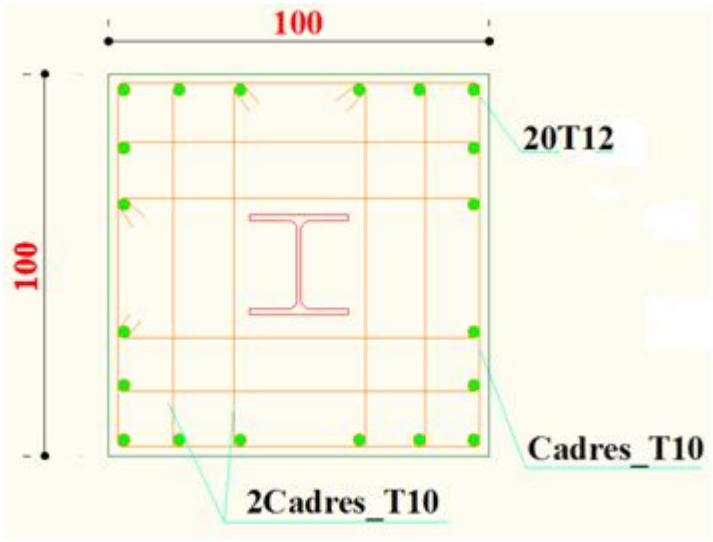


Figure VIII.6 : Vue en plan des ferraillages de fût.

VIII.13. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entres elles, elles sont soumises a un effort de traction.

VIII.13.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

On prend S = 30 x 40cm.

VIII.13.2. Calcul du ferraillage :

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 :**

$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1242,31}{15} = 82,82$ KN

$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,08282}{347,83} = 2,38$ cm².

- **L'ELS :**

F = $\frac{N}{\alpha} = \frac{840,74}{15}$ = 56,05 KN

$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,05605}{201,6} = 2,78$ cm².

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\%$ B = 0,6%(30× 40) = 7,2 cm².

On prend A_{st}6T14 =9,23cm².

VIII.13.3. Vérification de condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$A_{st} \leq 0,23$ b × d × $\frac{f_{c28}}{f_e}$ = 17,25 cm² Condition vérifiée.

VIII.13.4. Calcul d'armatures transversales :

$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \emptyset_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10}\right)$

On prend $\emptyset_t = 8$ mm (Cadre + étrier).

$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\emptyset_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12)$ On prend $S_t = 10$ cm.

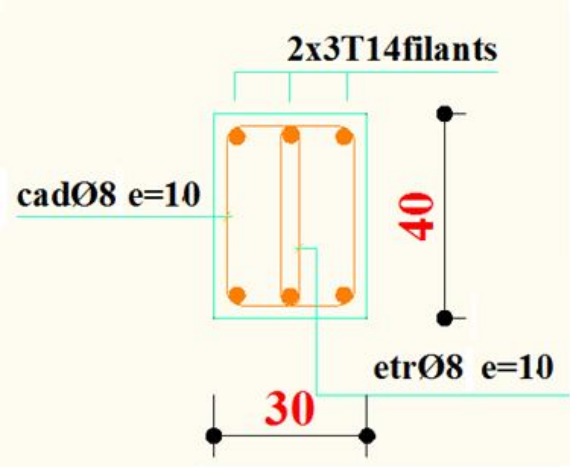


Figure VIII.7 : Ferraillage de la longrine.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude consiste à dimensionner un bâtiment en charpente métallique constitué d'un rez-de-chaussée et de quatre niveaux supérieurs situé à Remchi wilaya de Tlemcen.

Cette expérience nous a permis aussi de mieux comprendre le domaine de la construction métallique qui nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul (SAP2000, AutoCAD , Robot), ainsi que la maitrise de la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tels que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la conception exacte des différents détails de la construction sont requises.

Nous espérons avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter.

Références bibliographiques

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 11émé 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 PFE

1. TRIGUI H.Y. 2013, Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3), Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
2. MIDOUN M. H, MOSTEFAOUI W. 2013, Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol à ORAN. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
3. BENYELLES .Med. H, BENYELLES .CH.M, Etude et dimensionnement d'une piscin olympique a sig .). Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
4. Med.OURAGHI, M.DEKHISSI. 2013, Etude et dimensionnement d'un marché couvert à maghnia. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).

Rapport-Gratuit.com

Annexe A

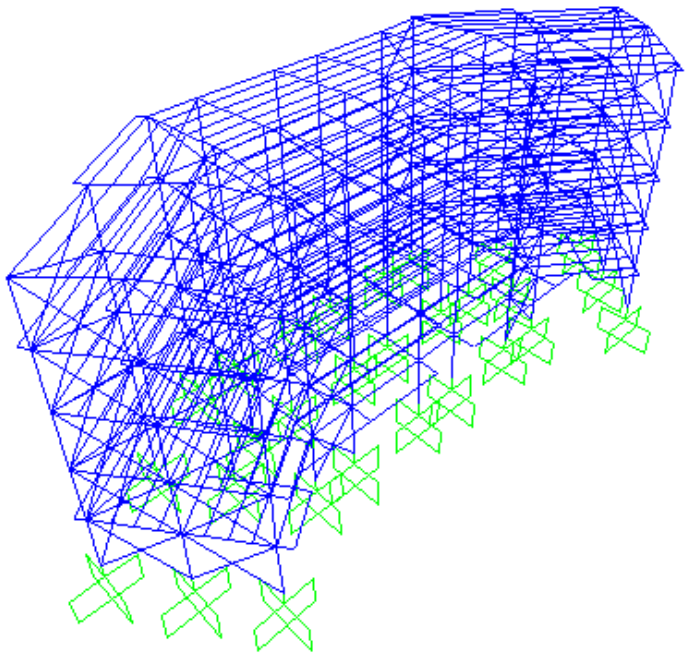
SAP2000 V14

Auteur : Fakir et Gourmala

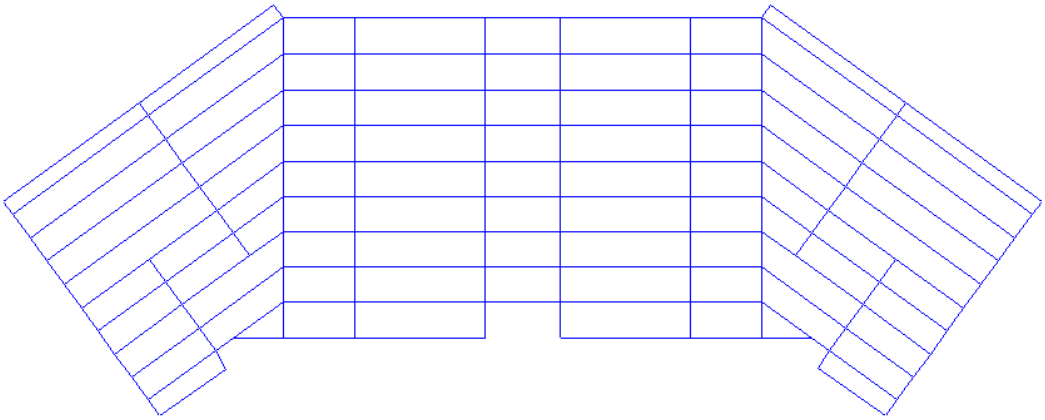
Fichiers : BLOC ANGLE A1.sdb

Projet : Modélisation d'un bâtiment R+4

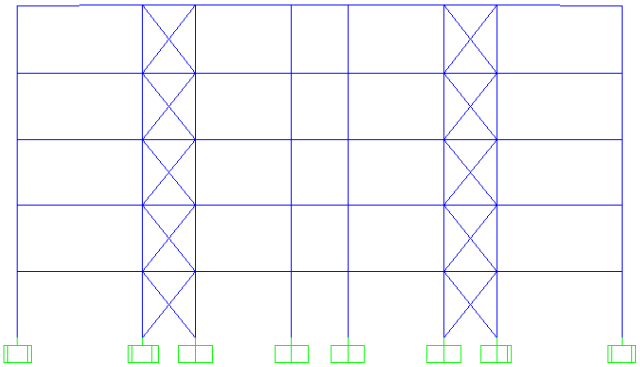
Vu en 3D

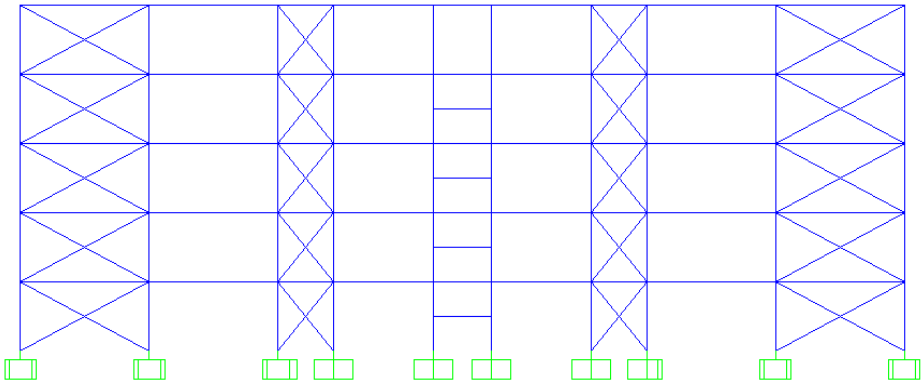


Vu X-Y pour Z = 3,4 m

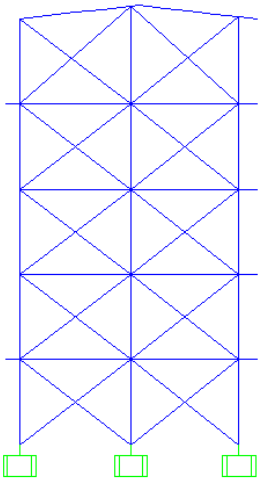


Contreventements des portiques longitudinaux.





Contreventements des portiques transversaux.



Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

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

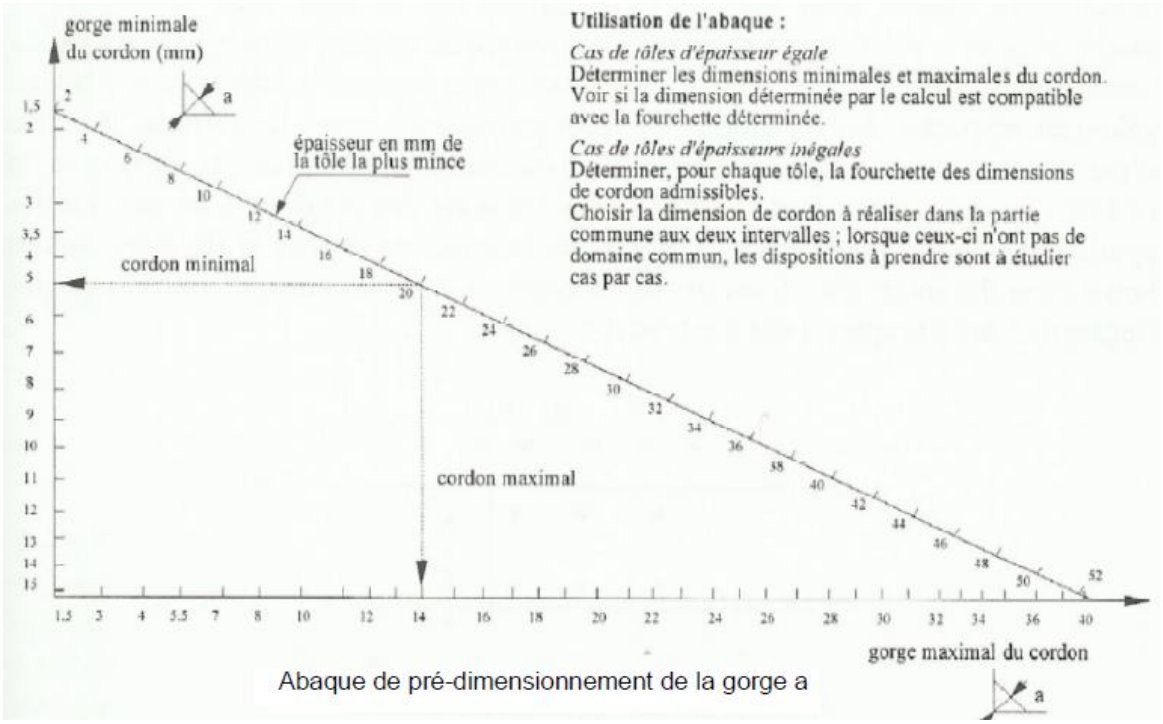
Caractéristique des boulons

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 As (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



Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

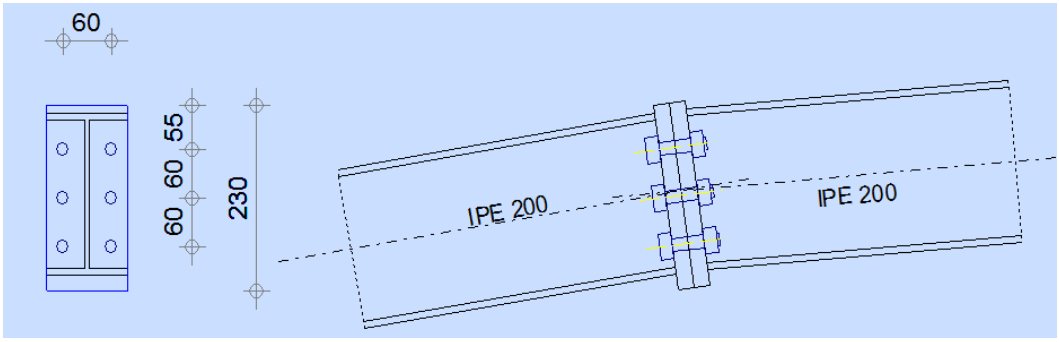
Autodesk Robot Structual Analysis Professional 2014

Auteur : Gourmala et Fakir

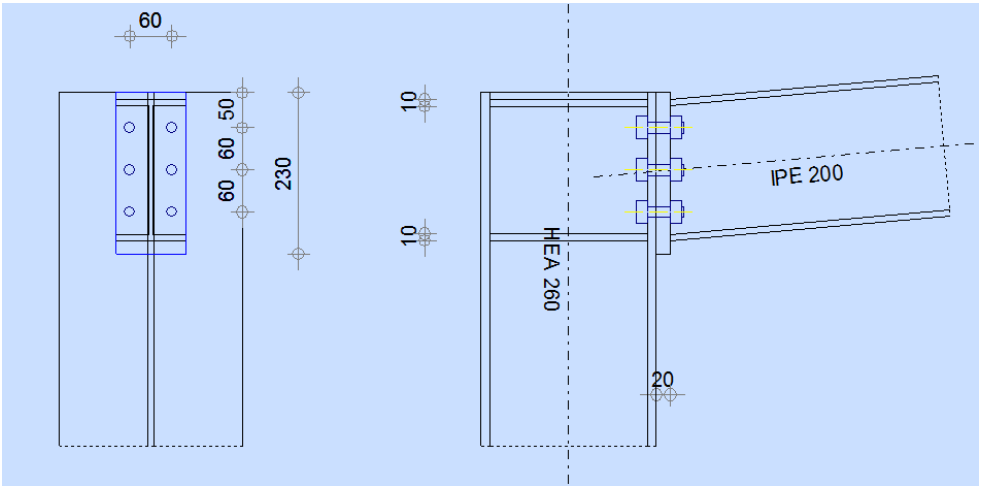
Fichiers : Assemblages des éléments.rtd

Projet : Etude des assemblages

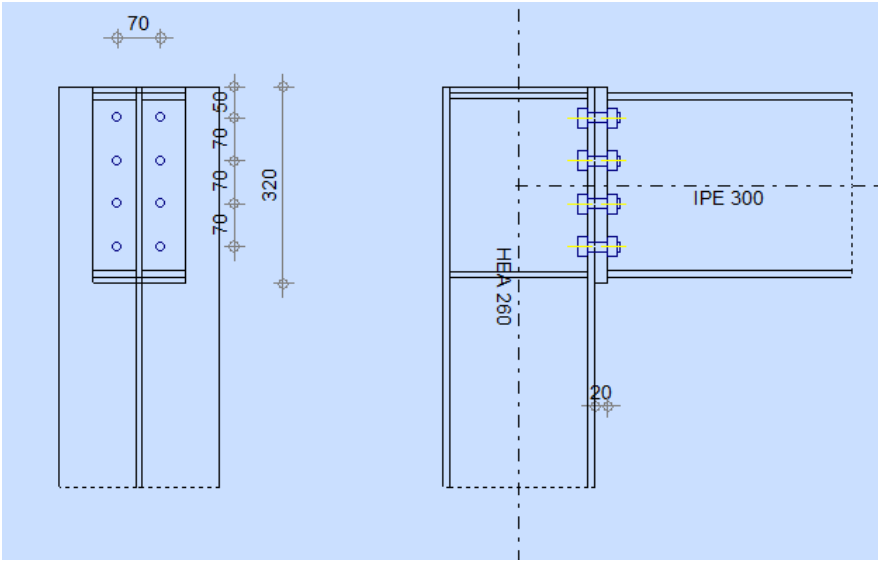
Assemblage Traverse-Traverse



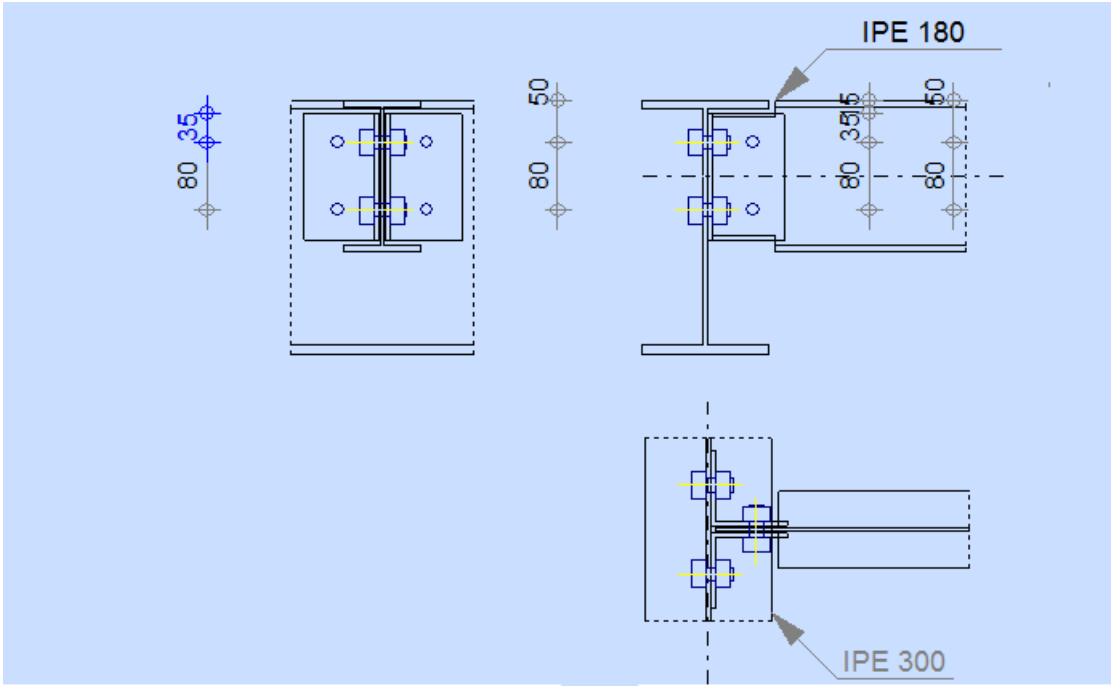
Assemblage Poteau-Traverse



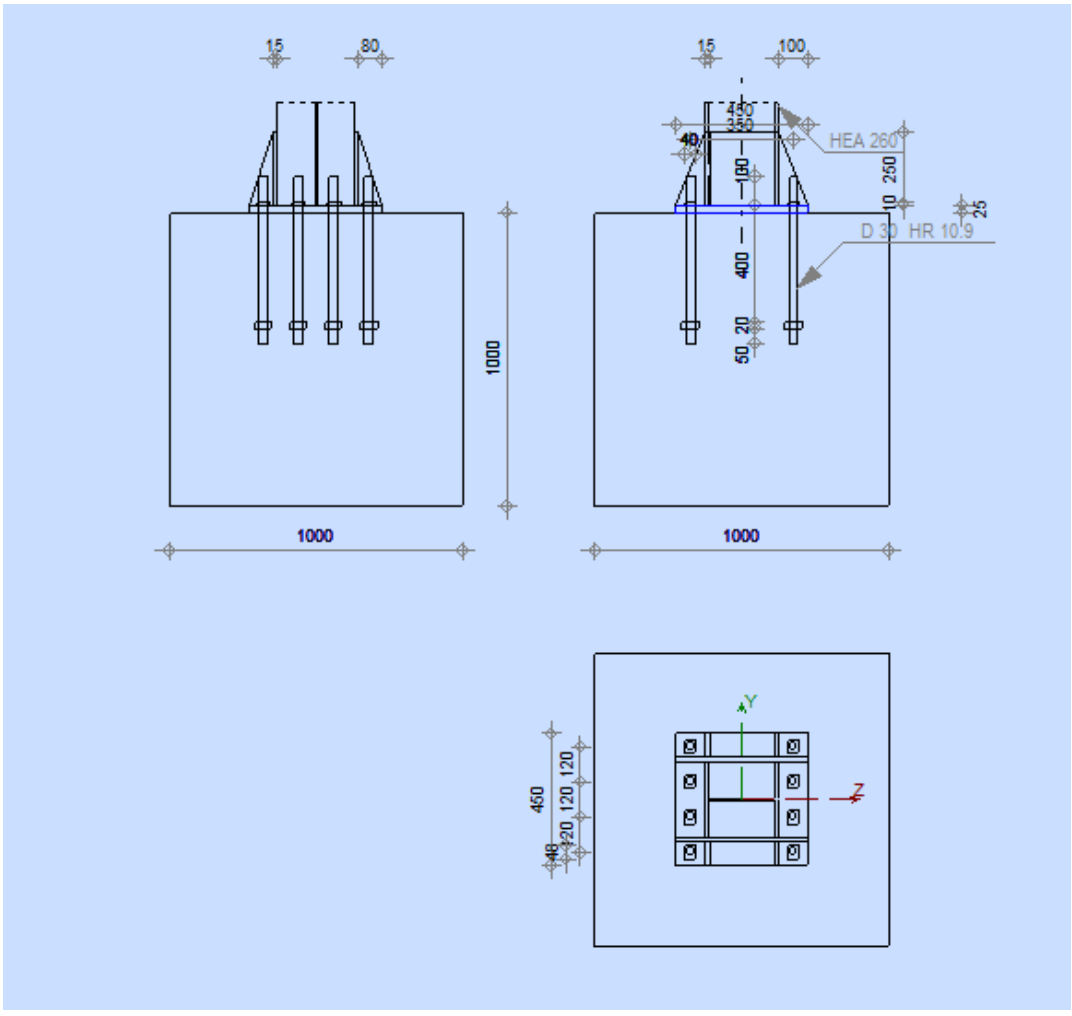
Assemblage Poteau-Poutre



Assemblage Poutre-Solive



Assemblage de pied de poteaux



Annexe C

Plan de fondation réalisé par AutoCAD