

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



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

BELAIDI ILYES
BECHEKIR RYMA

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

Filière : **Génie Civil**
Option : **Structures**

Thème :

Conception et étude d'un bâtiment R+1 à ossature métallique

Devant le jury composé de :

Mr Arbaoui Ahcene	UAMOB	Promoteur
M^{me} Boumaiza Malika	UAMOB	Présidente
M^{me} Rouabeh Aicha	UAMOB	Examinatrice

Année Universitaire 2021/2022

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

-Ma chère mère qui n'a jamais cessé de m'encourager, me soutenir et m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

-Mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis aujourd'hui.

-Mes sources de bonheur et de joie mes sœurs : Maya, Mélissa, Thiziri et mon petit frère : Nassim et à toute ma famille.

-Une grande dédicace spéciale à mon binôme : Belaidi Ilyes avec qui j'ai partagée des moments difficiles ainsi que des moments de joie.

-Tous mes ami(e)s : Kamel, Walid, Ghiles, Tinhinane, Samah, Katia, Amina, Lydia, Lili, Houda, Moussa...pour votre soutien, patience, encouragements et votre amitié.

-Toute la promotion de Génie Civil 2021-2022, spécifiquement option : Structure.

Ryma

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je dédie du fond du cœur à :

-Mes chers parents qui ont consacré toute leurs vies pour mon éducation et mes études et qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

-Mes sœurs : Lynda, Wardia pour leurs soutien moral, et a toute la famille Belaidi.

-Je remercie mon binôme : Bechekir Ryma à qui je souhaite tout le bonheur.

-Sans oublier tous mes amis : Walid, Kamel, Ghiles, Hamou, Mourad, Sofiane, Hemza, Meziane.

-Enfin à tous ceux qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à l'élaboration de ce travail.

Ilyes

REMERCIEMENTS

ALHAMDOU LILLAH, nous remercions en premier Dieu de nous avoir donné la force, la volonté et le courage pour parachever ce mémoire de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour leurs sacrifices durant tous les moments de ce long chemin.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance et considération particulière à notre promoteur M^r : Arbaoui Ahcene pour son temps, ses conseils, son aide durant toute la période du travail.

Nos vifs remerciements vont également à M^r : Herrache Abdeslame avec qui nous avons eu le privilège de travailler et d'apprécier ses qualités et ses valeurs, son sérieux et sa compétence.

Notre reconnaissance et respect aussi envers l'ensemble des membres de Jury qui nous font l'honneur d'examiner ce travail.

Enfin, nous remercions toutes les personnes (enseignants, camarades) qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

SYMBOLES ET NOTATIONS

Actions :

Symboles et notations :

- G** Charge permanente ponctuelle.
Q Charge d'exploitation ponctuelle.
S Charge de neige normale.
W Charge du vent normal.
P Charge uniformément répartie, en général.
g Charge permanente uniformément répartie.
q Charge d'exploitation uniformément répartie.

Sollicitations, contraintes et déformations :

- E** Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa).
G Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\,000$ MPa).
 F_p Effort de précontrainte dans un boulon.
M Moment sollicitant, en général.
 M_{sd} Moment sollicitant maximum (kN.m).
 M_{rd} Moment résistant (kN.m).
 M_{st} Moment stabilisateur.
 M_{cr} Moment critique élastique de déversement.
 M_{eff} Moment efficace.
 M_N Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial.
 M_{pl} Moment plastique.
 M_r Moment résistant.
N Effort normal, en général.
 N_{sd} Effort normal due aux charges verticales (kN).
 N_{rd} Effort normal résistant (KN).
 N_{pl} Effort normal de plastification.
 N_u Effort normal ultime.
V Effort tranchant sollicitant.
 V_{pl} Effort tranchant de plastification.

V_u Effort tranchant ultime.
 f Flèche d'une poutre.
 f_u Contrainte de rupture d'une pièce.
 f_{ub} Contrainte de rupture d'un boulon.
 f_{c28} Résistance caractéristique à la compression.
 f_{t28} Résistance caractéristique à la traction.
 f_y Limite d'élasticité d'un acier.
 ϵ (**epsilon**) Déformation linéaire unitaire.
 σ (**sigma**) Contrainte normale.
 τ (**tau**) Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
 c_r Résistance critique élastique au voilement par cisaillement.
 e Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité
 ν (**nu**) Coefficient de Poissonnement (pour l'acier $\nu = 0,3$).
 Δ (**delta**) Déplacement horizontal en tête de poteaux.

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

K Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.
 a $A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale.
 n N / N_{pl} Ou nombre de boulons.
 β_M Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
 ϵ (**epsilon**) Coefficient de réduction élastique de l'acier $\epsilon = \sqrt{\gamma}$
 η (**eta**) Facteur de distribution de rigidités (flambement).
 λ (**lambda**) Elancement
 $\bar{\lambda}$ Elancement de renversement
 μ (**mu**) Coefficient de frottement.
 ρ (**rho**) Rendement d'une section.
 χ (**chi**) Coefficient de réduction de flambement.
 χ_{LT} Coefficient de réduction de déversement.
 ψ (**psi**) Coefficient de distribution de contraintes.
 γ (**gamma**) Coefficient partiel de sécurité.

Caractéristiques géométriques :

- A** Section brute d'une pièce cm²
- A_v** Aire de cisaillement cm²
- A_w** Section de l'âme d'une pièce cm²
- A_s** Section résistante de la tige d'un boulon cm²

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.6 :1 Caractéristiques mécaniques de l'acier de nuance S275.	4
Tableau I.6 :2 Valeurs nominales des f_y des aciers d'armatures.	5
Tableau I.6 :3 Caractéristiques mécaniques du béton.	5
Tableau II.2 :1 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	8
Tableau II.2 :2 Charges permanentes d'étage courant	9
Tableau II.3 :3 Coefficients de forme-toitures à un versant.	10
Tableau II.3 :4 La pression dynamique de point (qp).....	12
Tableau II.3 :5 C_{pe} Pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	13
Tableau II.3 :6 Valeurs de C_{pe} sur les zones de la paroi verticale selon la direction V1	15
Tableau II.3 :7 Valeurs de C_{pe} sur les zones de la toiture selon la direction V1.	16
Tableau II.3 :8 Valeurs de q_j (parois vertical) suivant V1.....	16
Tableau II.3 :9 Valeurs de q_j (paroi de toiture) suivant V1.....	16
Tableau II.3 : 10 Valeurs de C_{pe} sur les zones de la paroi verticale selon la direction V2	18
Tableau II.3 :11 Valeurs de C_{pe} sur les zones de la toiture selon la direction V2.....	19
Tableau II.3 :12 Valeurs de q_j (parois vertical) suivant.....	19
Tableau II.3 :13 Valeurs de q_j (paroi de toiture) suivant V2.....	20
Tableau III.2 :1 Valeurs limite des flèches.	21
Tableau III.2 :2 Valeur coefficient partiel de sécurité.....	22
Tableau III.2 :3 Caractéristiques d'IPE220	22
Tableau III.2 :4 Vérification de la flèche des solives d'étage courant.....	24
Tableau III.2 :5 Caractéristiques d'IPE220	24
Tableau III.2 :6 Vérification des sollicitations sur les solives.	25
Tableau III.3 :7 Caractéristiques d'IPE400	26
Tableau III.3 : 8 Caractéristiques d'IPE450	30
Tableau V.2 :1 Coefficients d'accélération.....	57
Tableau V.2 :2 Valeurs de T1 et T2.....	57

Tableau V.2 :3 Valeur de ε(%)	58
Tableau V.2 :4 Valeurs du coefficient de comportement R	58
Tableau V.2 :5 Valeurs des facteurs de qualité.....	61
Tableau V.2 :6 Valeurs du coefficient de pondération	62
Tableau V.3 :7 somme des réactions direction X.....	67
Tableau V.3 :8 somme des réactions direction Y	67
Tableau V.3 :9 tableau des déplacements EX	68
Tableau V.3 :10 tableau des déplacements EY	68
Tableau V.3 :11 Déplacements suivant l'axe Y-Y.....	69
Tableau V.3 :12 Déplacements suivant l'axe Y-Y.....	69
Tableau V.3 :13 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X.....	69
Tableau V.3 :14 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y-Y.....	70
Tableau V.5 :15 Caractéristiques d'IPE220.....	74
Tableau V.5 :16 Vérification de l'effort tranchant à la base	75
Tableau V.5 :17 Vérification les déplacements.	75
Tableau V.5 :18 Vérification de l'effort tranchant à la base	76
Tableau V.5 :19 Vérification les déplacements.	77
Tableau VI.2 :1 Caractéristiques d'UPN160.....	90
Tableau VI.2 :2 Caractéristiques d'IPE270.....	94

LISTE DES FIGURES

Figure I.5-1 plancher mixte acier béton	3
Figure I.5-2 Escaliers	4
Figure I.5-3 Acrotère.....	4
Figure I.6-4 Contreventements en X, V et K.	7
Figure II.3-1 Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (V1).	14
Figure II.3-2 Valeurs de C_{pe} sur les zones de la paroi verticale selon la direction V1....	15
Figure II.3-3 Légende pour les toitures plates	15
Figure II.3-4 Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (V2).	17
Figure II.3-5 Valeurs de C_{pe} sur les zones de la paroi verticale selon la direction V2....	18
Figure II.3-6 Légende pour les toitures plates	18
Figure IV.1-1 plancher mixte acier béton	41
Figure IV.3-2 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).....	46
Figure IV.5-3 vue de la connexion de plancher mixte.....	49
Figure IV.5-4 Dimensions de connecteur.	50
Figure IV.5-5 Espacement entre connecteurs.....	51
Figure V.2-1 diagramme de spectre de réponse selon X-X et Y-Y	61
Figure V.2-2 Diagramme de force sismique, effort tranchant et moment.	63
Figure V.3-3 vue de la structure en 3d	64
Figure V.3-4 vue avant.....	64
Figure V.3-5 vue droite	65
Figure V.3-6 :1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-X (résultats de Robot 2018)	66
Figure V.3-7 : 2eme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse Y-Y (résultats de Robot 2018)	66
Figure V.3-8 : 3eme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2018)	67
Figure V.5-9 Modèle en 2D (sens x-x).....	72
Figure V.5-10 Définition de la géométrie de base.....	73
Figure V.5-11 Modèle en 2D (sens y-y).....	76
Figure VI.1-1 Dimensions de l'acrotère	77
Figure VI.1-2 Ferrailage de l'acrotère.	84
Figure VI.2-3 Vue d'un escalier	84
Figure VI.2-4 schéma de l'escalier droit.....	86

Figure VI.2-5 Disposition des cornières	86
Figure VII.3-1 schéma assemblage poteau-poutre principale.....	100
Figure VII.3-2assemblage poteau-poutre principale.	104
Figure VII.3-3 assemblage - poutre principale - solive.	112
Figure VII.3-4 schéma assemblage -poutre principale - solive.	113
Figure VIII.3-1 Les dimensions de la semelle	122
Figure VIII.3-2 Dimension des semelles et disposition constructive des armatures	125
Figure VIII.4-3Ferrailage de longrine.....	127

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :	1
I.2.Présentation du projet :	1
I.2.1. Données concernant le site :	1
I.2.2. Les données géométriques :	2
I.3. Règlements techniques :	2
I.4. Logiciels utilisés :	2
I.5. Composition de l'ouvrage :	2
I.5.1. Ossature :	2
I.5.2. Plancher :	3
I.5.3. Les escaliers :	3
I.5.4. Acrotère :	4
I.6. Matériaux utilisés :	4
I.6.1.Acier :	4
I.6.2.Acier d'armature :	5
I.6.3. Le béton :	5
I.6.4. Les assemblages :	6
I.6.5. Contreventement :	6

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES

II.1. Généralités :	8
II.2. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :	8
II.2.1.Actions permanentes :	8
II.3.Effets climatiques :	9
II.3.1.Action de la neige :	9
II.3.2.Effet du vent :	10

II.4.Conclusion:	20
------------------------	----

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments principaux

III.1. Introduction :	21
III.2 Pré dimensionnement des solives:	21
III.2.1. solives du plancher terrasse :	21
III.2.2. Solive du plancher d'étage courant :	24
III.3. Pré dimensionnement des poutres :	25
III.3.1. Poutre principale plancher terrasse :	25
III.3.2.Poutre Etage Courant :	29
III.4. Pré dimensionnement des poteaux :	33
III.4.1.Section du poteau (niveau 1) :	34
III.4.2. Poteaux niveau RDC :	36
III.5.Conclusion :	40

Chapitre IV : étude de plancher

IV.1. Introduction:.....	41
IV.2.Méthode de calcul:	42
IV.2.1. Phase de construction :	42
IV.2.2.Phase finale:	44
IV.3.Position de l'axe neutre:	46
IV.3.1.Vérification de la résistance (moment fléchissant):.....	46
IV.3.2.Vérification au cisaillement:	47
IV.4.Calcul de la section mixte:	48
IV.4.1.position de centre de gravité:.....	48
IV.4.2.le moment d'inertie:	48
IV.4.3.Moment fléchissant maximale dans la section mixte:	48
IV.4.4.Vérification au cisaillement:	49
IV.4.5.Vérification de la condition de flèche (ELS):	49
IV.5.Dimensionnement de la connexion:	50
IV.5.1.Calcul des goujons connecteurs :	50

IV.5.1.1.Résistance au cisaillement :	51
IV.6.Ferraillage de la dalle :	52
IV.7.Conclusion :	55

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction :	55
V.2. Méthodes de calcul :	55
V.2.1.Méthode statique équivalente :	55
V.3.Etude dynamique 3D avec un système de stabilité verticale :	63
V.3.1. Modes de vibration :.....	65
V.3.2.Résultante des forces sismiques:	67
V.3.3.Vérification des déplacements relatifs:.....	67
V.3.4.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	68
V.4. Vérification de l'ossature :	69
V.4.1. Introduction :	70
V.4.2. Vérification des poutres principales terrasse IPE 400 :	70
V.4.3. Vérification des poutres principales étage courant IPE 450 :	70
V.4.4. Vérification des poutres secondaires terrasse IPE 220 :	70
V.4.5. Vérification des poutres secondaires étage courant IPE 220 :	70
V.4.6. Vérification des solives terrasse IPE 220 :	70
V.4.7. Vérification des solives étage courant IPE 220 :	70
V.4.8. Vérification des poteaux RDC :	71
V.4.9. Vérification des poteaux étage courant :	71
V.5.Etude dynamique 2D :	71
V.6.Conclusion :	76

Chapitre VI : Etude des éléments secondaires

VI.1. étude d'acrotère :	77
VI.1.1.Introduction :	77
VI.1.2. Évaluation des charges appliquée sur l'acrotère :	77
VI.1.3.Ferraillage :	79

VI.2.Étude des escaliers.....	84
VI.2.1.Introduction :	84
VI.2.2.Pré dimensionnement des escaliers :	85
VI.2.3.Pré dimensionnement du Limon :	88
VI.2.4. Pré dimensionnement de la poutre palière :	93
VI.3.Conclusion :	97

CHAPITRE VII: ETUDES DES ASSEMBLAGES

VII.1. Introduction :	98
VII.2.Fonctionnement des assemblages :	98
VII.2.1.Le boulonnage:	98
VII.2.2. Le soudage:	98
VII.3.Calcul des assemblages :	99
VII.3.1.Assemblage Poteau – Poutre Principale (HEA 200 – IPE 450) :	99
VII.3.2.Assemblage -poutre principale solive (IPE450 – IPE 220) :	108
VII.4.Conclusion :	108

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction :	120
VIII.2. Détermination des sollicitations :	120
VIII.3.Choix du type de fondation :	120
VIII.3.1.Type des fondations	121
VIII.3.2. Dimensionnement de la semelle :	122
VIII.3.3. Vérification de la stabilité :	123
VIII.3.4.Calcul de ferrailage :	124
VIII.4.Étude des longrines :	125
VIII.5.Conclusion :	127

Conclusion générale

Référence bibliographique

Annexes.

Résumé :

Ce mémoire de fin d'étude présente une conception et étude détaillées d'un bâtiment R+1 à ossature métallique avec un plancher mixte acier-béton, implanté à la wilaya de Boumerdés, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).l'étude de ce bâtiment est réalisée en premier par la présentation de l'ouvrage , l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien (RNV version 2013).Puis, le pré dimensionnement des éléments principaux (solives, poutres, poteaux).Ensuite, l'étude plastique et élastique de plancher mixte acier-béton selon l'Eurocode 4. Après ceci, l'étude dynamique en 3D et 2D selon RPA99 v 2003 en utilisant le logiciel de calcul ROBOT. Et par la suite l'étude des éléments secondaires (escaliers et acrotère). Enfin, l'étude des assemblages et de l'infrastructure selon CCM97 et BAEL91.

Mots clés : ossature métallique, étude dynamique en 2D et 3D, plancher mixte, pré-dimensionnement, assemblages.

Abstract :

This final study project presents a detailed design and study of an R+1 metal-frame building with a mixed steel-concrete floor, implanted in the wilaya of Boumerdés, classified as an area of strong seismicity (Zone III). The study of this building is carried out first by the presentation of the structure. Then, the evaluation of loads and overloads as well as the effects of climate actions (snow and wind) according to the Algerian regulation (RNV version 2013). Then, the demensioning of the main elements (joists, beams, columns). Then, the plastic and elastic study of the composite steel-concrete floor according to Eurocode 4. After this, the dynamic study in 3D and 2D according to RPA99 v 2003 using the ROBOT calculation software. And then the study of secondary elements (stairs and acrotera). Finally, the study of assemblies and infrastructure according to CCM97 and BAEL91.

Keywords : metal framing, 2D and 3D dynamic study, mixed flooring, demensioning, assemblies.

ملخص:

تقدم أطروحة نهاية الدراسة هذه تصميمًا ودراسة مفصلين لمبنى R + 1 ذو هيكل معدني مع أرضية مختلطة من الخرسانة الفولاذية، يقع في ولاية بومرداس، المصنفة كمنطقة زلزالية قوية (المنطقة III). تُجرى دراسة هذا المبنى أولاً من خلال عرض الهيكل، وتقييم الأحمال والأحمال الزائدة، فضلاً عن آثار الإجراءات المناخية (التلج والرياح) وفقاً ل (RNV99) نسخة 2013). ثم التحجيم المسبق للعناصر الرئيسية (الروافد، العوارض، الأعمدة). بعد ذلك، الدراسة البلاستيكية والمرنة للأرضية الفولاذية المركبة وفقاً ل Eurocode 4. بعد ذلك، الدراسة الديناميكية ثلاثية الأبعاد وثنائية الأبعاد وفقاً

(RPA99 V 2003) باستخدام برنامج الحساب ROBOT ثم دراسة العناصر الثانوية (السلام وحاجز الشرفة). وأخيراً،
دراسة التجميعات والبنية التحتية وفقاً لـ CCM97 و BAEL91 .

الكلمات الرئيسية: هيكل معدني، دراسة ديناميكية ثنائية الأبعاد وثلاثية الأبعاد، أرضيات مختلطة، تحجيم، تجميعات.

Introduction Générale :

Dans le domaine de construction, plusieurs matériaux sont utilisés tels que le béton, l'acier et le bois. Actuellement, notre pays se base beaucoup plus sur les constructions en Béton Armé malgré les avantages qu'on trouve dans les constructions à ossature métallique tels que : la légèreté, le montage rapide, la facilité de réaménagement et la grande résistance à la traction et la compression.

Notre projet fin d'étude consiste à étudier un bâtiment R+1 à ossature métallique à usage administratif avec un plancher mixte, en tenant compte de tous les aléas naturels (vents, neige et séisme), de la réglementation et recommandations en vigueur et en utilisant l'outil informatique pour le calcul à travers le code de calcul Robot .

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction générale.

Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage.

Chapitre II : Evaluation des charges.

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments principaux.

Chapitre IV : Etude de plancher.

Chapitre V : Etude sismique.

Chapitre VI : Etude des éléments secondaires.

Chapitre VII : Etude des assemblages.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

Enfin, le mémoire sera clôturé par une conclusion générale.

Chapitre I :

Introduction et
présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

Actuellement, l'ossature métallique dans la construction est très répandue dans la conception des bâtiments à usage industriel et administratif.

Les divers avantages d'une telle structure métallique relativement aux autres types de construction sont :

- Une grande souplesse architecturale.
- Délai de réalisation réduit
- Une haute performance.

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, nous avons choisi l'acier S275 de nuance Fe430 comme élément de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique à cause de ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité,...) qui puissent satisfaire aux exigences demandées.

I.2.Présentation du projet :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à ossature métallique pour usage administratif (R+1), implanté à la wilaya de Boumerdès, classée « Zone sismique III : sismicité forte selon la classification RPA version 2003 ».

I.2.1. Données concernant le site :

- ✓ Site plat.
- ✓ Altitude = 50 m.
- ✓ Zone de neige : zone B.
- ✓ Zone du vent : zone I
- ✓ Zone sismique : III (sismicité forte).
- ✓ Catégorie de terrain : IV
- ✓ La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ Bars}$

I.2.2. Les données géométriques :

Le présent ouvrage a une forme rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur totale : **24 m**
- Largeur totale : **18 m**
- Hauteur totale = **6 m + l'acrotère 0.6 m = 6.6 m**
- Hauteur de RDC : **H_{rdc} = 3 m**
- Hauteur d'étage courant : **H = 3 m**

I.3. Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **Eurocode3** : Règles générales et règles pour les bâtiments en acier.
- **Eurocode4** : Règles de calcul des constructions en acier et mixte.
- **RPA99 V2003 (DTR BC 2-48)** : Règlement Parasismique Algérien version 2003.
- **RNV99 version 2013 (D.T.R C 2.4.7)** : Règlement neige et vent (version 2013).
- **DTR BC2.2** : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- **CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.
- **BAEL91 révisé 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

I.4. Logiciels utilisés :

- AUTODESK AutoCAD 2016.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

I.5. Composition de l'ouvrage :

I.5.1. Ossature :

L'ossature de notre construction est constituée par des portiques (poteaux poutres) en acier dans les deux sens :

-les poteaux en profilés HEA

-les poutres et solives en profilés IPE.

I.5.2. Plancher :

Concernant les planchers, nous allons choisir des planchers mixtes acier béton (solive (acier) + dalle en béton). Sa composition est illustrée sur la figure (I.5) :

- Dalle de compression en béton armé d'épaisseur : $e=10$ cm.
- Une tôle nervurée de type TN40.
- Poutres secondaires (solives).
- Connexion (goujons).

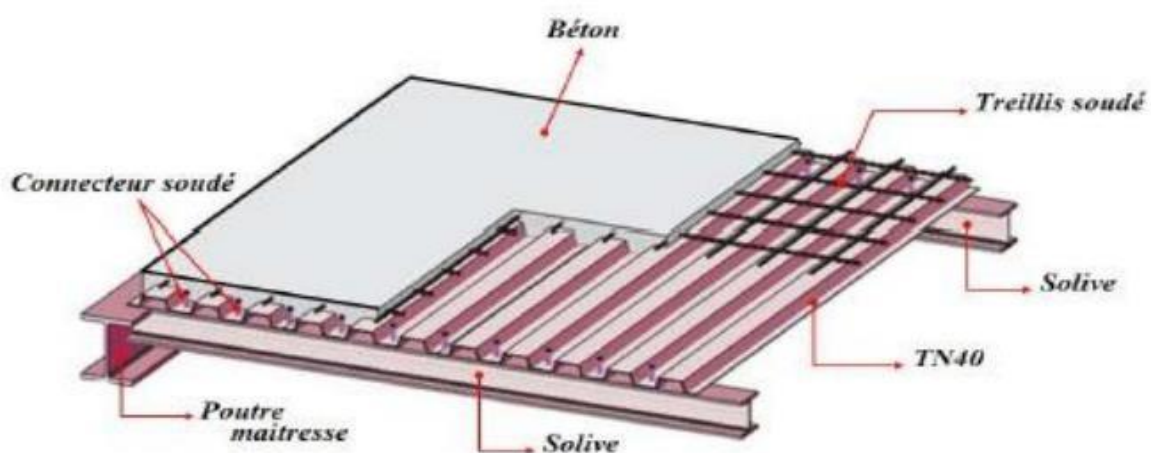


Figure I.5-1 plancher mixte acier béton

I.5.3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui assurent la liaison entre les différents niveaux. Ils sont composés de deux volets et un palier de repos. Ils seront en charpente métallique avec remplissage en béton.

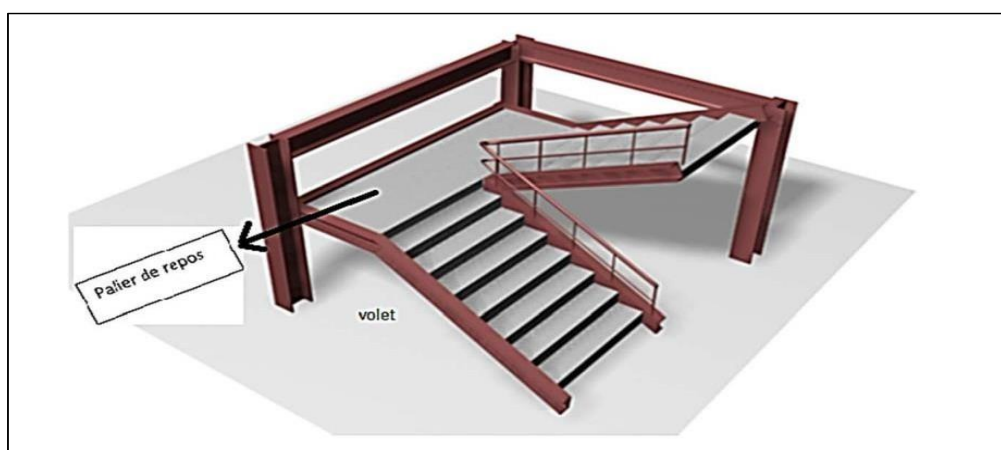


Figure I.5-2 Escaliers

I.5.4. Acrotère :

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm

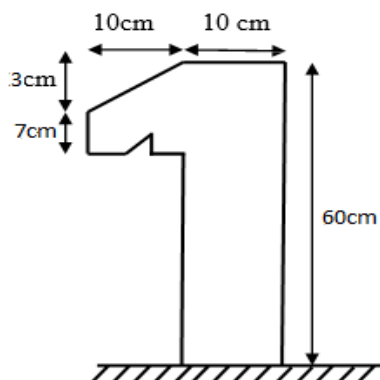


Figure I.5-3 Acrotère

I.6. Matériaux utilisés :

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour les matériaux suivants :

I.6.1. Acier :

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

Nous opterons pour un acier de nuance S275.

Les caractéristiques mécaniques de l'acier :

Tableau I.6 :1 Caractéristiques mécaniques de l'acier de nuance S275.

Caractéristique	Valeur
La résistance à la traction	$F_u = 430 \text{ MPa}$
La limite élastique	$f_y = 275 \text{ MPa}$
La masse volumique	$\rho = 78,5 \text{ KN/m}^3$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
Module de cisaillement	$G = 80769.23 \text{ MPa}$
Coefficient de Poissonnement	$\nu = 0,3$
Coefficient de dilatation	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$

I.6.2. Acier d'armature :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise, il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui peut atteindre des déformations très importantes avant la rupture. Il est utilisé pour éviter la fissuration du béton sous les différentes charges.

Les caractéristiques mécaniques des différents aciers d'armatures sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau I.6 :2 Valeurs nominales des f_y des aciers d'armatures.

Nuance		f_y (MPa)
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

I.6.3. Le béton :

Le béton est un matériau de construction formé par un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment) et éventuellement des adjuvants.

Pour la réalisation des fondations et des planchers, nous allons utiliser un béton dosé à $350 \text{ Kg}/\text{m}^3$, dont les caractéristiques sont les suivantes:

Tableau I.6 :3 Caractéristiques mécaniques du béton.

Caractéristique	Valeur
Résistance caractéristique à la compression	$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
Résistance caractéristique à la traction	$F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
Masse volumique	$\rho = 25 \text{ KN}/\text{m}^3$
Coefficient du retrait	$\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$
Coefficient de dilatation thermique	$e = 10^{-3} \text{ par } ^\circ\text{C}$
Module d'élasticité	$E = 32 \text{ 164,2 Mpa}$

I.6.4. Les assemblages :

La structure étudiée est en multiple étages. Pour cela, les différents assemblages entre les éléments principaux utilisés sont :

- Assemblages traverse-traverse
- Assemblages traverse-poteau
- Assemblages poutre-poutre
- Assemblages poteau-poutre
- Assemblages des pieds de poteaux
- Assemblages des contreventements

Pour pouvoir assurer ces assemblages, deux (02) types de connecteurs sont utilisés :

- Les boulons
- Les soudures.

I.6.4.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servent à assurer une liaison de continuité entre les éléments ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à une autre d'une construction. Cette méthode est la plus utilisée en construction métallique, cela est dû à la facilité de sa mise en œuvre.

Il existe deux (02) types de boulons :

- Les boulons ordinaires ;
- Les boulons de haute résistance (HR).

I.6.4.2. Le soudage :

Le soudage est une opération technique qui consiste à joindre deux pièces d'un même matériau à l'aide d'un cordon de soudure pour assurer la continuité métallique.

I.6.5. Contreventement :

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures non auto stables vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs.... La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds.

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement, parmi lesquelles nous pouvons citer :

- Contreventement en X
- Contreventement en V
- Contreventement en K

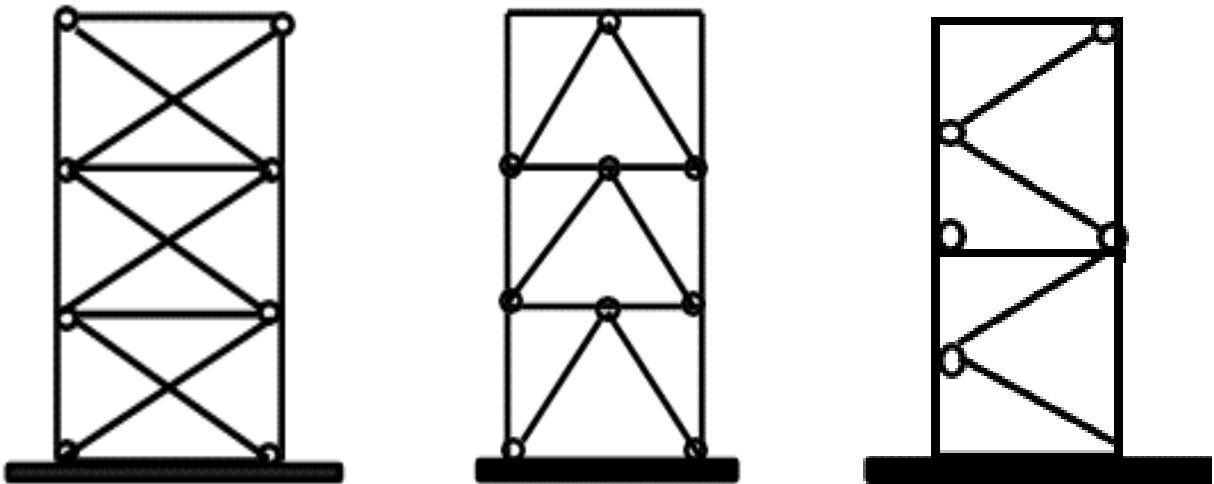


Figure I.6-4 Contreventements en X, V et K.

Chapitre II :

Evaluation des charges

II.1. Généralités :

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

II.2. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :**II.2.1.Actions permanentes :**

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux, mais aussi les poids des constituants et équipements tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconques, conduits de fumée, gaines de ventilation, etc...

II.2.1.1. Plancher terrasse inaccessible :**Tableau II.2:1 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.**

Element	Matériaux	Epaisseur(m)	G (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1. Protection lords	0.05	0.9
	2. Etanchéité multicouche	0.02	0.12
	3. forme de pente en béton	0.1	1.10
	4. Isolation thermique	0.04	0.02
	5. Dalle en béton	0.1	2.50
	6. coffrage perdu en charpente TN40 ep7/10mm	0.007	0.11
	7. papier Kraft		0.50
	8. Enduit en plâtre	0.015	0.20
Charge total G total =			5.45
Surcharge d'exploitation Q =			1.00

II.2.1.2. Plancher étage courant :

Tableau II.2:2 Charges permanentes d'étage courant

Elément	Matériaux	Epaisseur(m)	G (KN/m ²)
Etage Courant	1. Carrelage granito	0.02	0.60
	2. Chape en mortier de ciment	0.02	0.40
	3. Lit de sable	0.03	0.27
	4. Coffrage perdu en charpente TN40 ep7/10mm	0.007	0.11
	5. Dalle en béton	0.1	2.50
	6. Enduit en plâtre	0.015	0.20
	7. Cloison de séparation	0.1	1.2
Charge total Gtotal =			5.28
Surcharge d'exploitation Q =			2.5

II.3.Effets climatiques :

II.3.1.Action de la neige :

L'accumulation de la neige sur les terrasses et les toitures produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre projet est implanté dans une zone de 50m d'altitude.

Vu que notre bâtiment se situe à la wilaya de Boumerdès à une altitude d'environ 50m, le règlement neige et vent RNVA2013 qui lui sera appliqué concerne l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.3.1.1. Charge de neige au sol (Sk)

Pour les vérifications des éléments de la structure, l'accumulation de la neige sur la toiture du bâtiment est prise en compte :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [Kn/m}^2\text{]} \text{ (article 3.1.1. RNV version 2013 page 18)}$$

- **S (Kn/m²)** : charge caractéristique de neige par unité de surface.
- **S_k (Kn/m²)** : charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- **μ** : coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

- Selon RNV version 2013, notre bâtiment est situé en zone B,

$$D'où S_k = \frac{0.04H+10}{100} = \frac{(0.04 \times 50)+10}{100} = 0.12 KN/m^2$$

II.3.1.2. Coefficient d'ajustement (μ) :

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 0^\circ$. Et d'après le tableau 6.1. (RNV 2013) on a : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ $\mu = 0,8$.

Tableau II.3:3 Coefficients de forme-toitures à un versant.

(α)angle du versant par rapport à l'horizontale(en°)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \times \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0

II.2.1.3.Charge de neige (S) :

$$S = \mu \times S_k = 0,8 \times 0,12 = 0,096 KN/m^2$$

$$\underline{\underline{S = 9.6 dan/m^2}}$$

II.3.2.Effet du vent :

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

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

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

II.3.2.1. Données relatives au site :

Notre bâtiment, qui est implanté au sein de la wilaya de Boumerdès, revêt les caractéristiques suivantes :

● **Zone climatique de vent I** (RNV V2013, Annexe I – tableau A.2, page 109), d’où découlent :

-La vitesse de référence du vent : $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$ (RNV version 2013, Annexe I – tableau A.1, page 107)

-La pression dynamique de référence : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ (RNV version 2013, tableau 2.2 .page 50)

● **Catégorie de terrain IV** (RNV version 2013, tableau 2.4 page 53), d’où découlent :

- Le facteur de terrain $K_t = 0,234$ (RNV version 2013, tableau 2.4. page 53)

-Le paramètre de rugosité $Z_0 = 1 \text{ m}$ (RNV version 2013, tableau 2.4 page 53)

-La hauteur minimale $Z_{min} = 10\text{m}$ (RNV version 2013, tableau 2.4 page 53)

-Le coefficient $\epsilon = 0,67$ (RNV version 2013, tableau 2.4.page 53)

II.3.2.2. Coefficient d’exposition au vent (C_e) :

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

$C_e(z)$ est donné par : $C_e(z) = C_t^2 \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_V(z)]$

(§2.4.2. RNV version 2013, page 51)

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

$I_V(z)$: L’intensité de la turbulence.

z (m) : La hauteur considérée.

II.3.2.3. Coefficient de topographie $C_t(z)$:

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

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

II.3.2.4. Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien).

► $C_r(Z) = K_t \cdot \ln \frac{Z_{min}}{Z_0}$ pour $Z < Z_{min}$ (RNV2013 .2.4.4. page 53)

► $C_r(Z) = K_t \cdot \ln \frac{Z}{Z_0}$ pour $Z_{min} < Z < Z_{min}$ (RNV2013 .2.4.4. page 53)

$Z_{min} = 10m > Z = 6.6m$

Donc : $C_r(Z) = K_t \cdot \ln \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.234 \ln \frac{10}{1} = 0.539$

II.3.2.5. Intensité de turbulence :

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux formules suivantes :

► $I_v(Z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln \frac{Z_{min}}{Z_0}}$ Pour $Z < Z_{min}$ (RNV2013 2.4.6.page 57).

► $I_v(Z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln \frac{Z}{Z_0}}$ Pour $Z > Z_{min}$ (RNV2013 2.4.6.page 57).

Donc : $I_v(Z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln \frac{Z_{min}}{Z_0}} = \frac{1}{1 \cdot \ln \frac{10}{1}} = 0.434$

II.3.2.6. Coefficient d'exposition (C_e) :

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

$C_e(z) = 1^2 \times (0.539)^2 \times (1+7 (0.434)) = 1.173$

II.3.2.7.Pression dynamique q_p :

$q_p(z) = q_{réf} \times C_e(z) = 375 \times 1.173 \longrightarrow$ (RNV2013 .2.3.1.page 50).

$q_p(z) = 439.875 \text{ N/m}^2$

Tableau II.3:4 La pression dynamique de point (q_p).

Niveau	H (m)	Z(m)	$C_r(Z)$	I_v	$C_e(z)$	$q_p(\text{N/m}^2)$
RDC	3	1,5	0,539	0,434	1,173	439.875
1	3	4.5	0,539	0,434	1,173	439.875

II.3.2.8. Coefficient dynamique :

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. [Article3.1, p62]

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment, dont la hauteur est à inférieure à 15m, la valeur simplifiée est conservative $C_d = 1$ peut être considérée. [RNV2013, Article3.2, p62]

II.3.2.9. Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieur C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée A. Ils sont définis pour des surfaces chargées 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$. **RNV 2013**

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{Si : } A \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log_{10}(A) \quad \text{Si : } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{Si : } A \geq 10 \text{ m}^2$$

Avec :

A (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas, les parois verticales de notre bâtiment sont à base rectangulaire.

Tableau II.3:5 C_{pe} Pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Paroi latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A ,A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

• Pour la direction V1 du vent (long pan) :

a. Parois verticales :

$b=24\text{m}$

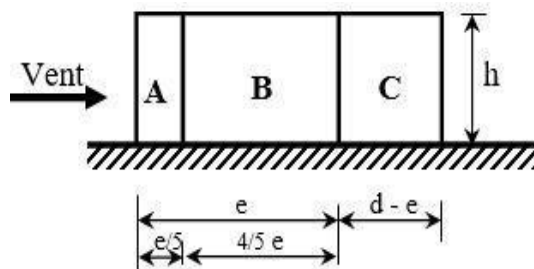
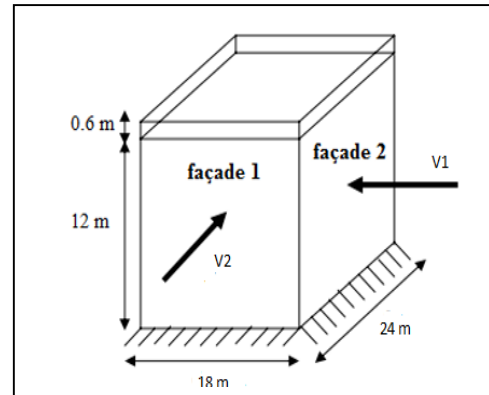
$d=18\text{m}$

$h=6.6\text{m}$

$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(24, (2 \times 6.6))$
 $= \text{Min}(24, 13.2)$

$e=13.2\text{m} \dots \dots \dots d > e \Rightarrow 18 > 13.2$

On a : $d > e$ donc selon RNV 2013 on a 3 zones



Vue en élévation

Figure II.3-1 Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (V1).

Zone A : $S_A = b_A \times h = 2.64 \times 6.6 = 17.424\text{m}^2 \Rightarrow S_A > 10\text{m}^2$

$\Rightarrow C_{pe,A} = C_{pe,10} = -1$

Zone B : $S_B = b_B \times h = 10.56 \times 6.6 = 69.696\text{m}^2 \Rightarrow S_B > 10\text{m}^2$

$\Rightarrow C_{pe,B} = C_{pe,10} = -0.8$

Zone C : $S_C = b_C \times h = 4.8 \times 6.6 = 31.68\text{m}^2 \Rightarrow S_C > 10\text{m}^2$

$\Rightarrow C_{pe,C} = C_{pe,10} = -0.5$

Zone D et E : $S_D = S_E = S_{D=E} \times h = 24 \times 6.6 = 158.4\text{m}^2 \Rightarrow S_D = S_E > 10\text{m}^2$

$\Rightarrow C_{pe,D} = C_{pe,10} = +0.8$

$\Rightarrow C_{pe,E} = C_{pe,10} = -0.3$

Toute les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc $C_{pe}=C_{pe10}$

Tableau II.3:6 Valeurs de Cpe sur les zones de la paroi verticale selon la direction V1

zone	A	B	C	D	E
S(m ²)	17.424	69.696	31.68	158.4	158.4
cpe ₁₀	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

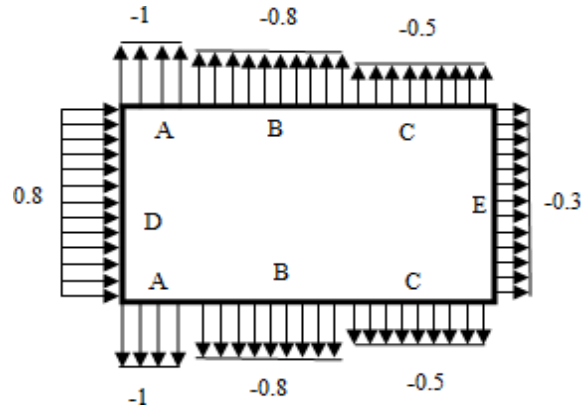


Figure II.3-2 Valeurs de Cpe sur les zones de la paroi verticale selon la direction V1

b. Toiture plate :

b=24m
 d=18m
 h=6.6m
 e=13.2m

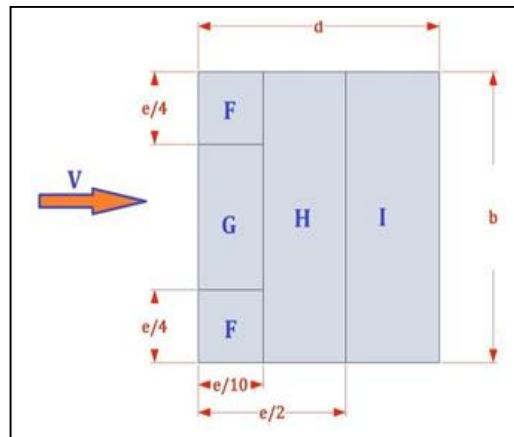


Figure II.3-3 Légende pour les toitures plates

Tableau II.3 :7 Valeurs de Cpe sur les zones de la toiture selon la direction V1

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1.2	-0.8	-0,7	-0,2

II.3.2.10. Valeurs de la pression due au vent (q_j) sens V1 (long pan) :

a. Pour la direction V1 du vent (paroi vertical) :

Tableau II.3 :8 Valeurs de q_j (parois vertical) suivant V1

Zone	Cd	q_{dyn}	cpe_{10}	Cpi	Cpe-cpi	q_j (N/ m ²)
A	1	439.875	-1	0.35	-1.35	-593.831
				0.13	-1.13	-497.059
				-0.33	-0.67	-294.716
B	1	439.875	-0.8	0.35	-1.15	-505.856
				0.13	-0.93	-409.084
				-0.33	-0.47	-206.741
C	1	439.875	-0.5	0.35	-0.85	-373.894
				0.13	-0.63	-277.121
				-0.33	-0.17	-74.775
D	1	439.875	+0.8	0.35	0.45	197.944
				0.13	0.67	294.716
				-0.33	1.13	497.059
E	1	439.875	-0.3	0.35	-0.65	-285.919
				0.13	-0.43	-189.146
				-0.33	0.03	13.196

B. paroi de toiture :

Tableau II.3 :9 Valeurs de q_j (paroi de toiture) suivant V1

Zone	Cd	q_{dyn}	cpe_{10}	Cpi	Cpe-cpi	q_j (N/ m ²)
F	1	439.875	-1.2	0.35	-1.55	-681.806
				0.13	-1.33	-585.034
				-0.33	-0.87	-382.691
G	1	439.875	-0.8	0.35	-1.15	-505.856
				0.13	-0.93	-409.084
				-0.33	-0.47	-206.741
H	1	439.875	-0.7	0.35	-1.05	-461.869
				0.13	-0.83	-365.096
				-0.33	-0.37	-162.754
I	1	439.875	+0.2	0.35	-0.15	-65.981
				0.13	0.07	30.791
				-0.33	0.53	233.134

• Pour la direction V2 du vent (pignon):

a. Parois verticale :

$b=18\text{m}$

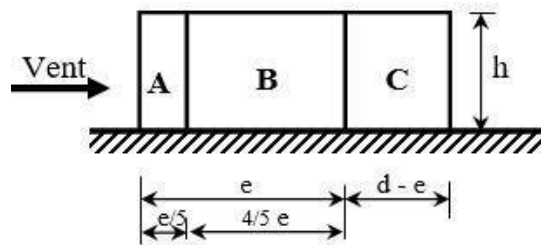
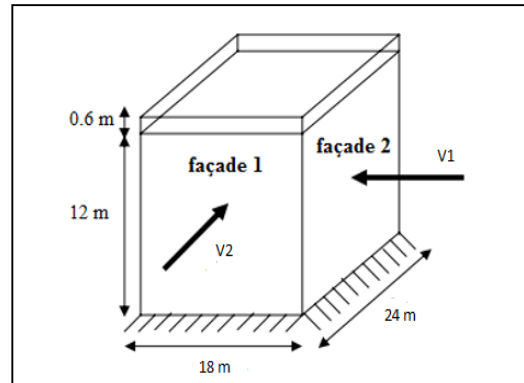
$d=24\text{m}$

$h=6.6\text{m}$

$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(18, (2 \times 6.6))$
 $= \text{Min}(18, 13.2)$

$e=13.2\text{m} \dots \dots \dots d > e \Rightarrow 18 > 13.2$

On a : $d > e$ donc selon RNV 2013 on a 3 zones



Vue en élévation

Figure II.3-4 Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (V2).

Zone A : $S_A = b_A \times h = 2.64 \times 6.6 = 17.424\text{m}^2 \Rightarrow S_A > 10\text{m}^2$
 $\Rightarrow C_{pe,A} = C_{pe,10} = -1$

Zone B : $S_B = b_B \times h = 10.56 \times 6.6 = 69.696\text{m}^2 \Rightarrow S_B > 10\text{m}^2$
 $\Rightarrow C_{pe,B} = C_{pe,10} = -0.8$

Zone C : $S_C = b_C \times h = 10.8 \times 6.6 = 71.28\text{m}^2 \Rightarrow S_C > 10\text{m}^2$
 $\Rightarrow C_{pe,C} = C_{pe,10} = -0.5$

Zone D et E : $S_D = S_E = S_{D=E} \times h = 18 \times 6.6 = 118.8\text{m}^2 \Rightarrow S_D = S_E > 10\text{m}^2$
 $\Rightarrow C_{pe,D} = C_{pe,10} = +0.8$
 $\Rightarrow C_{pe,E} = C_{pe,10} = -0.3$

Toute les surfaces sont supérieures à **10m²** donc $C_{pe}=C_{pe10}$

Tableau II.3 : 10 Valeurs de Cpe sur les zones de la paroi verticale selon la direction V2

zone	A	B	C	D	E
S(m ²)	17.424	69.696	71.28	118.8	118.8
cpe ₁₀	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

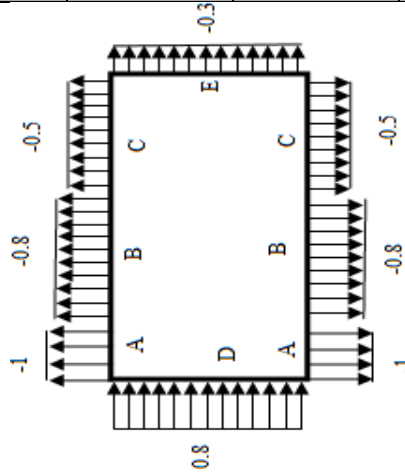


Figure II.3-5 Valeurs de Cpe sur les zones de la paroi verticale selon la direction V2

b. Toiture plate :

- b=18m
- d=24m
- h=6.6m
- e=13.2m

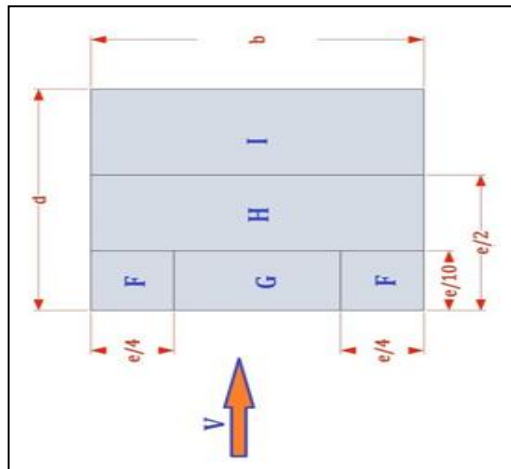


Figure II.3-6 Légende pour les toitures plates

Tableau II.3 :11 Valeurs de Cpe sur les zones de la toiture selon la direction V2

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1.2	-0.8	-0,7	-0,2

II.3.2.11. Valeurs de la pression due au vent (q_j) sens V2 (pignon) :

a. Pour la direction V2 du vent (paroi vertical) :

Tableau II.3 :12 Valeurs de q_j (parois vertical) suivant

Zone	Cd	q_{dyn}	cpe_{10}	Cpi	Cpe-cpi	q_j (N/ m ²)
F	1	439.875	-1.2	0.35	-1.55	-681.806
				0.14	-1.34	-589.433
				-0.31	-0.89	-391.489
G	1	439.875	-0.8	0.35	-1.15	-505.856
				0.14	-0.94	-413.483
				-0.31	-0.49	-215.539
H	1	439.875	-0.7	0.35	-1.05	-461.869
				0.14	-0.84	-369.495
				-0.31	-0.39	-171.551
I	1	439.875	+0.2	0.35	-0.15	-65.981
				0.14	0.06	26.393
				-0.31	0.51	224.336

B. paroi de toiture :

Tableau II.3 :13 Valeurs de q_j (paroi de toiture) suivant V2

Zone	Cd	q_{dyn}	cpe_{10}	Cpi	Cpe-cpi	q_j (N/ m ²)
A	1	439.875	-1	0.35	-1.35	-593.831
				0.14	-1.14	-501.457
				-0.31	-0.69	-303.514
B	1	439.875	-0.8	0.35	-1.15	-505.856
				0.14	-0.94	-413.482
				-0.31	-0.49	-215.539
C	1	439.875	-0.5	0.35	-0.85	-373.894
				0.14	-0.64	-281.520
				-0.31	-0.19	-83.576
D	1	439.875	+0.8	0.35	0.45	197.944
				0.14	0.66	290.310
				-0.31	0.49	215.539
E	1	439.875	-0.3	0.35	-0.65	-285.919
				0.14	-0.44	-193.545
				-0.31	0.01	4.399

II.3.1.12. Détermination des forces de frottement du vent :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent et sous le vent.

$$\text{Condition à vérifier : } 2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

Direction V1 :

$$2(18 \times 6.6) \leq 4(2 \times 24 \times 6.00)$$

$$\Rightarrow 237.6 < 1267.2 \Rightarrow \text{C. v}$$

Direction V2 :

$$2(24 \times 6.6) \leq 4(2 \times 18 \times 6.6)$$

$$\Rightarrow 316.8 < 950.4 \Rightarrow \text{C. v}$$

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

II.4. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis à déterminer les différentes charges (charge permanente, surcharge d'exploitation, surcharge climatique) qui seront appliquées à la structure et qui seront prises en compte dans le pré dimensionnement des éléments de la structure

Chapitre III :

Pré dimensionnement des
éléments principaux

III.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment a pour but d'établir de façon directe les dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales.

On pré-dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

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

III.2 Pré dimensionnement des solives:

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

$$0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m}$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour la longueur entre axes d'une solive **6 m** et un écartement de **e=1 m**.

III.2.1. solives plancher terrasse :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes : Charge permanente du plancher : $G= 5.45 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Portée de la solive : $L = 6 \text{ m}$

Tableau III.2:1 Valeurs limite des flèches.

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

Tableau III.2:2 Valeur coefficient partiel de sécurité

Classe	Coefficient
Classe 1,2 et 3	$\gamma_{M0} = 1.1$
Classe 4	$\gamma_{M2} = 1.25$
Cas des états limites ultimes des éléments	$\gamma_{M1} = 1.1$

III.2.1.1. Vérification de la condition de flèche (ELS) :

$$G = 5.45 \text{ Kn /m}^2$$

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

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = L/250 \quad \text{(Plancher en général).}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{Avec}$$

$$q_s = (G + Q) = (5.45+1) = 6.45 \text{ Kn/ m}^2 \rightarrow q_s = 6.45 \times 1 = 6.45 \text{ Kn/ m}^2$$

$$\frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 6.45 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2100000}$$

$$I_y \geq 2159.598 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{On choisit un IPE 220 } I_y = 2771.8 \text{ cm}^4$$

Tableau III.2 :3 Caractéristiques d'IPE220

Profilé	Poid G (kg/m)	Section		Dimensions					Caractéristiques					
		A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (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	33.4	220	110	9.2	5.9	177.6	15	2771.8	204.81	285.4	58.1	9.11	2.48

III.2.1.2. Vérification de la flèche (poids propre inclut) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi :

$$P = 26.2 \text{ Kg/m} = 0.262 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ELS} = q + p = 6.45 + 0.262 = 6.712 \text{ KN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 6.712 \times 600^4}{384 \times 21000000 \times 2771.8} = 1.94 \text{ cm} < 2.4 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

III.2.1.3. Vérification de la condition de résistance (ELU) :

Classe de profilé :

$$B = 110 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.2 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{55}{9.2} = 5.98 < 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$5.98 < 10\varepsilon \Rightarrow 5.98 < 10 \times 0.924 \Rightarrow 5.98 < 9.24$$

La semelle est de classe I.

Classe de l'âme :

$$d = 177.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.9 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177.6}{5.9} = 30.1 < 72 \times \varepsilon \Rightarrow 30.1 < 72 \times 0.924 \Rightarrow 30.1 < 66.528$$

L'âme est de classe I

Donc le profilé **IPE220** est de classe **1**.

III.2.1.4. Vérification de la résistance (moment fléchissant) ;

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 \Rightarrow q_u = (1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 1) \times 1$$

$$q_u = 8.86 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{8.86 \times 6^2}{8} = 39.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y = \frac{285.54 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = 71.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

III.2.1.5. Vérification au cisaillement :

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8,86 \times 6}{2} = 26,58 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m_0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33,4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9,2) + (5,9 + 2 \times 12) \times 9,2$$

$$A_v = 1591,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591,08 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 229,652 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, la vérification de moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

III.2.2. Solives du plancher d'étage courant :

La procédure de calcul pour la solive étage courant est la même pour solive étage terrasse.

Le calcul de solive est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau III.2 :4 Vérification de la flèche des solives d'étage courant

Elément	Profilé	Longueur (m)	Entre Axes (m)	q _s (KN/ml) Sans poids propre	q _s (kN/ml) Poids propre incluse	Flèche (m)	\bar{f} (m)
Solive étage courant	IPE220	6	1	7,78	8,042	0,022	0,024

Tableau III.2 :5 Caractéristiques d'IPE220

Profilé	Poids G (kg/m)	Section A (cm ²)	Dimensions						Caractéristiques					
			h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (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	33,4	220	110	9,2	5,9	177,6	15	2771,8	204,81	285,4	58,1	9,11	2,48

Tableau III.2 :6 Vérification des sollicitations sur les solives.

Element	Profilé	Classe de profilé	qu (KN/ml)	M _{sd} (KN.m)	M _{plr,d} (KN.m)	V _{sd} (KN)	V _{plr,d} (KN)
Solive étage courant	IPE220	1	10.878	48.951	71.35	32.634	196.25

Le profilé **IPE220** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, la vérification de moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

III.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux.

Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion.

III.3.1. Poutre principale plancher terrasse :

$$G = (G_{terrasse} + G_{solive}) \times L + G_{acrotère}$$

$$G_{solive} = \frac{P_p}{\text{entre axe solive}} \times n_{solive} = \frac{26.2 \times 10^{-2} \times 5}{1} = 1.31 \text{KN/m}^2$$

$$G_{acrotère} = 2.241 \text{KN/m}$$

$$G_{total} = (5.45 + 1.31) \times 6 + 2.241 = 42.801 \text{KN/m}$$

$$Q = 1 \times L = 1 \times 6 = 6 \text{KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 42.801 + 6 = 48.801 \text{KN/m}$$

III.3.1.1. Vérification de la condition de flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = L/250$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 48.801 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 16339.621 \text{cm}^4$$

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

$$I_y \geq 16339.62 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{on choisit un IPE400} \quad I_y = 23128.4 \text{ cm}^4$$

Avec $P_p = 66.3 \text{ kg/m}$

$$q_s = q_s + \text{ poids propre de profilé} = 48.801 + 0.663 = 49.464 \text{ KN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 49.464 \times 600^4}{384 \times 2100000 \times 23128.4} = 1.72 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = L/250 = 600/250 = 2.4 \text{ cm}$$

$$f = 1.72 \text{ cm} < \bar{f} = 2.4 \text{ cm} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Tableau III.3 :7 Caractéristiques d'IPE400

Profilé	Poids G (kg/m)	Section		Dimensions					Caractéristiques					
		A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	d (mm)	r (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{plY} (cm ³)	W _{plZ} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE400	66.3	84.5	400	180	13.5	13.5	331	21	23128.4	1317.58	1307.1	229	16.55	3.95

III.3.1.2. Vérification de la condition de résistance (ELU)

Classe de profilé :

$$b = 180 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ mm}$$

$$t_f = 13.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{90}{13.5} = 6.67 < 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$6.67 < 10\varepsilon \Rightarrow 6.67 < 10 \times 0.924 \Rightarrow 6.67 < 9.24 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

La semelle est de classe I.

Classe de l'âme :

$$d = 331 \text{ mm}$$

$$t_w = 8.6 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.49 < 72 \times \varepsilon \Rightarrow 38.49 < 72 \times 0.924 \Rightarrow 38.49 < 66.528$$

(Condition vérifiée)

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

L'âme est de classe I

Donc le profilé **IPE400** est de classe **1**.

III.3.1.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$G = (G_{tot} + p_p) = 42.801 + 0.663 = 43.464 \text{ KN/m}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \Rightarrow q_u = (1.35 \times 43.464 + 1.5 \times 6)$$

$$q_u = 67.676 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{67.676 \times 6^2}{8} = 304.542 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y = \frac{1307.1 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = 326.775 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

III.3.1.4. Vérification au cisaillement :

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{67.676 \times 6}{2} = 203.028 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m_0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 84.5 \times 10^2 - (2 \times 180 \times 13.5) + (8.6 + 2 \times 21) \times 13.5$$

$$A_v = 4243.1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4243.5 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 612.439 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

III.3.1.5. vérification de déversement :

Terrasse (IPE400) :

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$\nu = 0.3$ (Coefficient de poinçonnement)

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

$K = 1 \Rightarrow$ bi – articulé

$$C_1 = 1.132$$

$$G = \frac{210000}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ Mpa}$$

$$I_w = \frac{(h - t_f)^2}{4} \times I_z = \frac{(400 - 13.5)^2}{4} \times 1317.58 \times 10^4$$

$$I_w = 49205766.24 \times 10^4 \text{ mm}^6$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \cdot 210000 \cdot 1317.58 \times 10^4}{6^2} \left(\sqrt{\frac{49205766.24}{1317.58} + \frac{6000^2 \times 80769.23 \times 51.08}{1317.58 \times \pi^2 \times 210000}} \right)$$

$$M_{cr} = 26 \times 10^{10} \text{ N.m}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{(3.14)^2 \times 210000 \times 1307.1 \times 10^3}{26 \times 10^{10}}} = 3.23$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\beta_A = 1 \Rightarrow$ **classe 1**

$$\bar{\lambda} = \frac{3.23}{86.388} \times (1)^{0.5} = 0.037$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2.22 > 1.2 \\ t_f = 13.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.21 \text{ (courbe a (tableau 55.8 CCM97))}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.037 - 0.2) + 0.037^2] = 0.48$$

$$X = \frac{1}{0.48 + (0.48^2 - 0.037^2)^{0.5}} = 1$$

$$M_{plrd} = X \times \beta_A \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma m_0} = 1 \times 1 \times 1307.1 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1} = 326.775 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 304.542 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 326.775 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Le profilé **IPE400** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, moment fléchissant, cisaillement et au déversement.

III.3.2.Poutre Etage Courant :

$$G = (G_{E.C} + G_{solive}) \times L$$

$$G_{solive} = \frac{P_p}{\text{entre axe solive}} \times n_{solive} = \frac{26.2 \times 10^{-2} \times 5}{1} = 1.31 \text{KN/m}^2$$

$$G_{total} = (5.28 + 1.31) \times 6 = 39.54 \text{KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times L = 2.5 \times 6 = 15 \text{KN/m}$$

$$q = G + Q = 39.54 + 15 = 54.54 \text{KN/m}$$

III.3.2.1.Vérification de la condition de flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = L/250$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 54.54 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 18261.16 \text{cm}^4$$

$$I_y \geq 18261.16 \text{cm}^4 \Rightarrow \text{on choisit un IPE400} \quad I_y = 23128.4 \text{cm}^4$$

Avec $P_p = 66.3 \text{kg/m}$

$$q_s = q_s + \text{poid propre de profilé} = 54.54 + 0.663 = 55.203 \text{KN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 55.203 \times 600^4}{384 \times 2100000 \times 23128.4} = 1.92 \text{cm}$$

$$\bar{f} = L/250 = 600/250 = 2.4 \text{cm}$$

$$f_{max} = 1.92 \text{cm} < \bar{f} = 2.4 \text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

III.3.2.2.Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$G = (G_{tot} + p_p) = 39.54 + 0.663 = 40.203 \text{KN/m}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \Rightarrow q_u = (1.35 \times 40.203 + 1.5 \times 15)$$

$$q_u = 76.77 \text{KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{76.77 \times 6^2}{8} = 345.465 \text{KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{1307.1 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = 326.775 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{ply,rd} \Rightarrow (\text{Condition non vérifiée})$$

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

Le profilé IPE400 ne répond pas à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance, Donc on adopte **IPE450**

Tableau III.3 : 8 Caractéristiques d'IPE450

Profilé	Poids G (kg/m)	Section		Dimensions					Caractéristiques					
		A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)	I _Y (cm ⁴)	I _Z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _Y (cm)	i _Z (cm)
IPE450	77.6	98.8	450	190	14.6	9.4	378.8	21	33742.9	1675.35	1701.8	276.4	18.48	4.12

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = L/250$$

Avec Pp=77.6kg/m

$$q_s = q_s + \text{poids propre de profilé} = 54.54 + 0.776 = 55.316 \text{ KN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 55.316 \times 600^4}{384 \times 2100000 \times 23128.4} = 1.31 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = L/250 = 600/250 = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.31 \text{ cm} < \bar{f} = 2.4 \text{ cm} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

III.3.2.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$G = (G_{tot} + p_p) = 39.54 + 0.776 = 40.316 \text{ KN/m}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \Rightarrow q_u = (1.35 \times 40.316 + 1.5 \times 15)$$

$$q_u = 76.93 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{76.93 \times 6^2}{8} = 346.185 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{1701.8 \times 10^3}{1.1} \times 275 = 425.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

III.3.2.4. Vérification de la condition de résistance (ELU) :

Classe de profilé :

$$b = 190\text{mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{190}{2} = 95\text{mm}$$

$$t_f = 14.6\text{mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{95}{14.6} = 6.51 < 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$6.51 < 10\varepsilon \Rightarrow 6.51 < 10 \times 0.924 \Rightarrow 6.51 < 9.24 \text{ (condition vérifiée)}$$

La semelle est de classe I.

Classe de l'âme :

$$d = 378.8 \text{ mm}$$

$$t_w = 9.4 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378.8}{9.4} = 40.3 < 72 \times \varepsilon \Rightarrow 40.3 < 72 \times 0.924 \Rightarrow 40.3 < 66.528$$

(Condition vérifiée)

L'âme est de classe I

Donc le profilé **IPE450** est de classe **1**.

III.3.2.5. Vérification au cisaillement :

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{76.93 \times 6}{2} = 230.79 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m_0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 98.8 \times 10^2 - (2 \times 190 \times 14.6) + (9.4 + 2 \times 21) \times 14.6$$

$$A_v = 5082.44 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{5082.44 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 733.587 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

III.3.2.6. Vérification de déversement :

Etage courant(IPE450) :

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$\nu = 0.3$ (Coefficients de poinçonnement)

$K = 1 \Rightarrow$ bi – articulé

$$C_1 = 1.132$$

$$G = \frac{210000}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ Mpa}$$

$$I_w = \frac{(h - t_f)^2}{4} \times I_z = \frac{(450 - 14.6)^2}{4} \times 1675.35 \times 10^4$$

$$I_w = 795400348.8 \times 10^4 \text{ mm}^6$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \cdot 210000 \cdot 1675.35 \times 10^4}{6^2} \left(\sqrt{\frac{795400348.8}{1675.35} + \frac{6000^2 \times 80769.23 \times 66.87}{1675.35 \times \pi^2 \times 210000}} \right)$$

$$M_{cr} = 35.1 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{1t} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{(3.14)^2 \times 210000 \times 1701.8 \times 10^3}{35.1 \times 10^{10}}} = 3.17$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\beta_A = 1 \Rightarrow$ **classe 1**

$$\bar{\lambda} = \frac{3.17}{86.388} \times (1)^{0.5} = 0.037$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 > 1.2 \\ t_f = 14.6 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.21 \text{ (courbe C (tableau 55.8))}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.037 - 0.2) + 0.037^2] = 0.48$$

$$X = \frac{1}{0.48 + (0.48^2 - 0.037^2)^{0.5}} = 1$$

$$M_{plrd} = X \times \beta_A \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma m_0} = 1 \times 1 \times 1701.8 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1} = 425.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 346.185 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 425.45 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

Le profilé **IPE450** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, moment fléchissant, cisaillement et au déversement.

III.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments de construction destinés à transmettre sur le sol les charges verticales et horizontales appliquées sur le bâtiment. Souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion. C'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes. Généralement, les sections des poteaux sont des **HEA** ou **HEB** car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratiques pour les assemblages.

$$\text{Surface affèrent au poteau central : } S = 6 \times 6 = \mathbf{36m^2}$$

$$\text{Hauteur du poteau : } \mathbf{3m}$$

$$\text{Effort normal a l'état limite ultime (ELU) : } N_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

Chargement :

Les charges permanentes :

$$G_T = G_{terrasse} \times S = 5.45 \times 36 = 196.2 \text{ KN}$$

$$G_{E.C} = G_{E.C} \times S = 5.28 \times 36 = 190.08 \text{ KN}$$

$$G_{poutre T} = P_{poutre T} \times L = 0.663 \times 6 = 3.978 \text{ KN}$$

$$G_{poutre E.C} = P_{poutre E.C} \times L = 0.776 \times 6 = 4.656 \text{ KN}$$

$$G_{solvive T} = P_{solvive} \times L \times n_{solvive} = 0.262 \times 6 \times 5 = 7.86 \text{ KN}$$

$$G_{solvive E.C} = P_{solvive} \times L \times n_{solvive} = 0.262 \times 6 \times 5 = 7.86 \text{ KN}$$

$$G_{acrotère} = G_{acr} \times L = 2.241 \times 6 = 13.446 \text{ KN}$$

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

Les charges d'exploitations :

$$Q_{terrasse} = 1 \times 36 = 36 \text{ KN}$$

$$Q_{E.C} = 2.5 \times 36 = 90 \text{ KN}$$

III.4.1. Section du poteau (niveau 1) :

Poteaux niveau 1 (sous terrasse) :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma m_0}$$

$$N_{GT} = G_T + G_{P.T} + G_{S.T} + G_{acrotère} = 196.2 + 3.978 + 7.86 + 13.446 = 221.484 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.35G_T + 1.5Q_T = 1.35 \times 221.484 + 1.5 \times 36 = 353.003 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma m_0}{f_y} = \frac{353.003 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 14. \text{ cm}^2$$

$$A \geq 14.12 \text{ cm}^2$$

On obtient **HEA100** $\Rightarrow A = 21.2 \text{ cm}^2$, $P_p = 16.7 \text{ kg/m}$.

III.4.1.1. Vérifications à la compression :

Poteau HEA100 :

Classe de profilé :

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{50}{8} = 6.25 < 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$6.25 < 10\varepsilon \Rightarrow 6.25 < 10 \times 0.924 \Rightarrow 6.25 < 9.24 \text{ (condition vérifiée)}$$

La semelle est de classe I.

Classe de l'âme :

$$d = 56 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{56}{5} = 11.2 < 72 \times \varepsilon \Rightarrow 11.2 < 72 \times 0.924 \Rightarrow 11.2 < 66.528$$

(Condition vérifiée)

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

L'âme est de classe I

Donc le profilé **HEA100** est de classe **1**.

III.4.1.2. Calcul de l'effort résistant :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$A = 21.2 \text{ cm}^2$$

$$h = 96 \text{ mm} \qquad i_y = 4.06 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ mm} \qquad i_z = 2.51 \text{ cm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$\beta_A = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \quad \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i(\text{axe faible})} \qquad l_{fy} = 0.5l_f$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.5l_f}{i_y} = \frac{0.5 \times 300}{4.06} = 36.95$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0.5l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 300}{2.51} = 59.76 \qquad \lambda_z > \lambda_y$$

Le calcul se fait selon l'axe z-z

Détermination du facteur d'imperfection :

Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée. Il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0.96 < 1.2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.49 \text{ (courbe C (tableau 55.8))}$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0.5} = \frac{59.76}{86.388} \times 1^{0.5} = 0.69$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.49(0.69 - 0.2) + 0.69^2] = 0.86$$

$$X = \frac{1}{0.86 + (0.86^2 - 0.69^2)^{0.5}} = 0.73 < 1$$

$$N_{plrd} = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} = 0.73 \times 1 \times 21.2 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 386.9 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 353.003 \text{ KN} \leq N_{plrd} = 386.9 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

Le profilé **HEA100** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

III.4.2. Poteaux niveau RDC :

$$N_{G.E.C} = G_{E.C} + G_{P.E.C} + G_{S.E.C} = 190.08 + 4.656 + 7.86 = 202.596 \text{ KN}$$

$$N_G = N_{GT} + N_{G.E.C} + (P_{pHEA100} \times H_{etage})$$

$$N_G = 221.484 + 202.596 + (0.167 \times 3)$$

$$N_G = 424.581 \text{ KN}$$

$$N_Q = S \times Q_{E.C} + N_{Q \text{ terrasse}} = 36 \times 2.5 + 36 = 126 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 424.581 + 1.5 \times 126 = 762.184$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m_0}}{f_y} = \frac{762.184 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 30.488 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 30.488 \text{ cm}^2$$

On obtient **HEA140** $\Rightarrow A = 31.4 \text{ cm}^2$, $P_p = 24.7 \text{ kg/m}$.

III.4.2.1. Vérifications à la compression :

Poteau HEA140 :

Classe de profilé :

$$b = 140 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$t_f = 8.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{70}{8.5} = 8.24 < 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$8.24 < 10\varepsilon \quad \Rightarrow \quad 8.24 < 10 \times 0.924 \Rightarrow 8.24 < 9.24 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

La semelle est de classe I.

Classe de l'âme :

$$d = 92 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{92}{5.5} = 16.73 < 72 \times \varepsilon \Rightarrow 16.73 < 72 \times 0.924 \Rightarrow 16.73 < 66.528$$

(Condition vérifiée)

L'âme est de classe I

Donc le profilé **HEA140** est de classe 1.

III.4.2.2. Calcul de l'effort résistant :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$A = 31.4 \text{ cm}^2$$

$$h = 133 \text{ mm}$$

$$i_y = 5.73 \text{ cm}$$

$$b = 140 \text{ mm}$$

$$i_z = 3.52 \text{ cm}$$

$$t_f = 8.5 \text{ mm}$$

$$\beta_A = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i(\text{axe faible})} \quad l_{fy} = 0.5l_f$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.5l_f}{i_y} = \frac{0.5 \times 300}{5.73} = 26.18$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0.5l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 300}{3.52} = 42.61 \quad \lambda_z > \lambda_y$$

Le calcul se fait selon l'axe z-z

Détermination de facteur d'imperfection :

Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée. Il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{133}{140} = 0.95 < 1.2 \\ t_f = 8.5mm < 100mm \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.49 \text{ (courbe C (tableau 55.8))}$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0.5} = \frac{42.61}{86.388} \times 1^{0.5} = 0.49$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.49(0.49 - 0.2) + 0.49^2] = 0.69$$

$$X = \frac{1}{0.69 + (0.69^2 - 0.49^2)^{0.5}} = 0.85 < 1$$

$$N_{plrd} = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} = 0.85 \times 1 \times 31.4 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 667.25 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 762.184 \text{ KN} > N_{plrd} = 667.25 \text{ Kn} \Rightarrow \text{ (Condition vérifiée)}$$

Le profilé **HEA140** ne répond pas à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de de la résistance Donc on adopte **HEA160**

III.4.2.3. Vérification pour le poteau HEA160 :

III.4.2.3.1. Vérifications à la compression :

Classe de profilé :

$$b = 146 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{80}{9} = 8.89 < 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$8.89 < 10\varepsilon \Rightarrow 8.89 < 10 \times 0.924 \Rightarrow 8.89 < 9.24 \text{ (condition vérifiée)}$$

La semelle est de classe I.

Classe de l'âme :

$$d=104 \text{ mm}$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{104}{6} = 17.33 < 72 \times \varepsilon \Rightarrow 17.33 < 72 \times 0.924 \Rightarrow 17.33 < 66.528$$

(Condition vérifiée)

L'âme est de classe I

Donc le profilé **HEA160** est de classe **1**.

III.4.2.3.2. Calcul de l'effort résistant :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$A=38.8 \text{ cm}^2$$

$$h=152 \text{ mm}$$

$$i_y = 6.57 \text{ cm}$$

$$b=160 \text{ mm}$$

$$i_z = 3.98 \text{ cm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$\beta_A = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i(\text{axe faible})} \quad l_{fy} = 0.5l_f$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.5l_f}{i_y} = \frac{0.5 \times 300}{6.57} = 22.83$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0.5l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 300}{3.98} = 37.69 \quad \lambda_z > \lambda_y$$

Le calcul se fait selon l'axe z-z

Chapitre III pré dimensionnement des éléments principaux

Détermination de facteur d'imperfection :

Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée. Il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0.95 < 1.2 \\ t_f = 9\text{mm} < 10\text{mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.49 \text{ (courbe C (tableau 55.8))}$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0.5} = \frac{37.69}{86.388} \times 1^{0.5} = 0.44$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5[1 + 0.49(0.44 - 0.2) + 0.44^2] = 0.66$$

$$X = \frac{1}{0.66 + (0.66^2 - 0.44^2)^{0.5}} = 0.87 < 1$$

$$N_{plrd} = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} = 0.87 \times 1 \times 38.8 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 843.9 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 762.184 \text{ KN} < N_{plrd} = 843.9 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Le profilé **HEA160** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

III.5.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons pré dimensionné les éléments structuraux métalliques du bâtiment (les solives, les poutres, les poteaux) conformément aux dispositions d'Eurocode 3 et CCM97.

Chapitre IV :

Étude de plancher

IV.1. Introduction:

Une dalle mixte consiste à associer deux matériaux pour qu'ils participent ensemble, par leur « collaboration », à la résistance à la flexion. Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des solives en acier reliés par des goujons travaillant au cisaillement, pour éviter le glissement entre la dalle et les solives. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle en béton par l'intermédiaire de connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

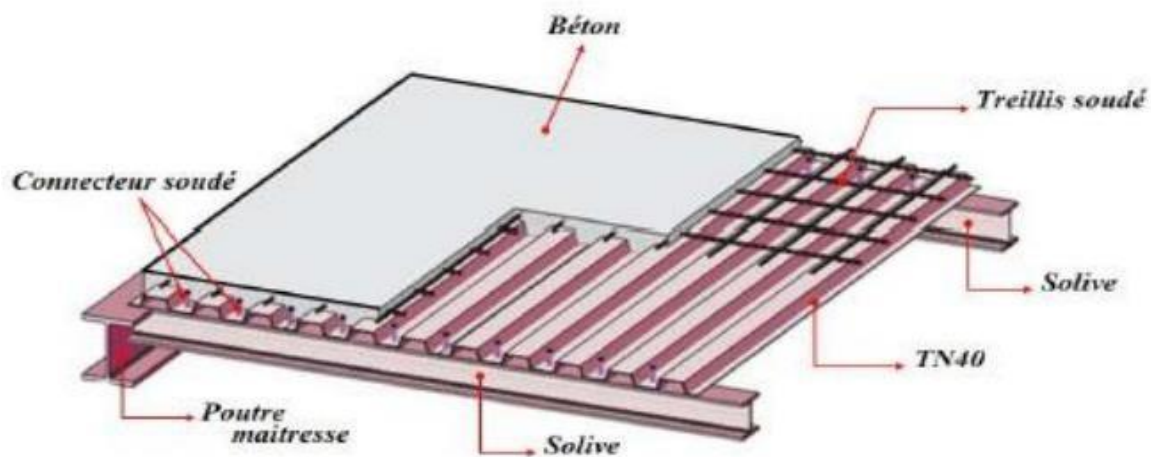


Figure IV.1-1 plancher mixte acier béton

IV.2.Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- phase de construction
- Phase finale

a) Phase de construction:

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

- Poids propre du profilé
- poids propre du béton frais
- poids propre de la tôle
- surcharge de construction (ouvrier)

b) Phase finale:

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

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Poids propre du profilé
- charge permanente d'étage
- Surcharge d'exploitation finition.

IV.2.1. Phase de construction :

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

- poids propre du profilé(IPE220)..... $g_p = 0.262$ KN/m.
- poids propre du béton frais..... $G_b = 0.1 \times 25 \times 1 = 2.5$ KN/ml
- poids propre de la tôle $G_T = 0.11 \times 1 = 0.11$ KN/ml
- surcharge de construction (ouvrier)..... $Q = 2.5 \times 1 = 2.5$ KN/ml

(L'entraxe entre les solives est de 1,0 m).

Combinaison de charge :

E.L U :

$$q_u = 1,35.g_p + (1,35.G_b + 1,35.G_T + 1,5.Q)$$

$$q_u = 1,35.0.262 + (1,35 \times 2,5 + 1,35 \times 0,11 + 1,5 \times 2,5)$$

$$q_u = 7.627 \text{ KN/m.}$$

E.L S :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_T + Q)$$

$$q_{ser} = 0,262 + (2,5 + 0,11 + 2,5)$$

$$q_{ser} = 5.372 \text{ KN/m}$$

IV.2.1.1. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} < M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{7.627 \times 6^2}{8} = 34.322 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{285.54 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = 71.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

IV.2.1.2. Vérification au cisaillement :

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7.627 \times 6}{2} = 22.88 \text{ KN}$$

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

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

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2$$

$$A_v = \mathbf{1591.08 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591.08 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.652 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

IV.2.1.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :

$$f_{max} \leq \bar{f} \text{ Avec } \bar{f} = L/250 \text{ (Plancher en général).}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 5.372 \times 600^4}{384 \times 21000000 \times 2771.8} = 1.56 \text{ cm} < 2.4 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

IV.2.2. Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- poids propre du profilé (IPE220)..... $g_p = 0.262 \text{ KN/m}$.
- charge permanente d'étage..... $G_{E,C} = 5.28 \times 1 = 5.28 \text{ KN/ml}$
- surcharge de construction (ouvrier)..... $Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge :

E.L U :

$$q_u = 1,35.g_p + 1,35.G_{E.C} + 1,5.Q$$

$$q_u = 1,35.0.262 + 1,35 \times 5.28 + 1,5 \times 2.5$$

$$q_u = \mathbf{11.231 \text{ KN/m.}}$$

E.L S :

$$q_{ser} = g_p + G_{E.C} + Q$$

$$q_{ser} = 0,262 + 5.28 + 2.5$$

$$q_{ser} = \mathbf{8.042 \text{ KN/m}}$$

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

$$M_{sd} < M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{11.231 \times 6^2}{8} = 50.534 \text{ KN. m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y = \frac{285.54 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = \mathbf{71.35 \text{ KN. m}}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

IV.2.2.2.Vérification au cisaillement :

$$\text{La condition : } V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11.231 \times 6}{2} = 33.693 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m_0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2$$

$$A_v = \mathbf{1591.08 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591.08 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.652 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

IV.2.2.3. Vérification de la condition de flèche (ELS) :

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = L/250 \text{ (Plancher en général).}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 8.042 \times 600^4}{384 \times 21000000 \times 2771.8} = 2.33 \text{ cm} < 2.4 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

IV.3. Position de l'axe neutre:

Détermination la position de l'axe neutre :

$$K = \frac{A_c \times f_c}{A_a \times f_a}$$

$$K = \frac{A_c \times f_c}{A_a \times f_a} = \frac{b_e \times t_c \times f_c}{A_a \times f_a}$$

$$f_c = \frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$f_a = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{275}{1.1} = 250 \text{ Mpa}$$

Calcul la largeur participante b_{eff} de la dalle :

$$b_{eff} = \min\left[\frac{2l_0}{8} ; e\right]$$

Avec :

l_0 : La portée de la dalle

e : l'espacement entre les solives

$$b_{eff} = \min\left[\frac{2 \times 5.7}{8} = 1.42 ; 1\right] \quad \Rightarrow b_{eff} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } K = \frac{1000 \times 100 \times 14.17}{33.4 \times 10^2 \times 250} = 1.697 \quad \Rightarrow K > 1$$

(Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton).

Calcul la position de l'axe neutre :

$$X = \frac{A_a \times f_a}{0.85 \times f_{ck} \times b_{eff}} = \frac{33.4 \times 10^2 \times 250}{0.85 \times 25 \times 1000} = 3.93 \text{ cm}$$

$$X=3.93 \text{ cm}$$

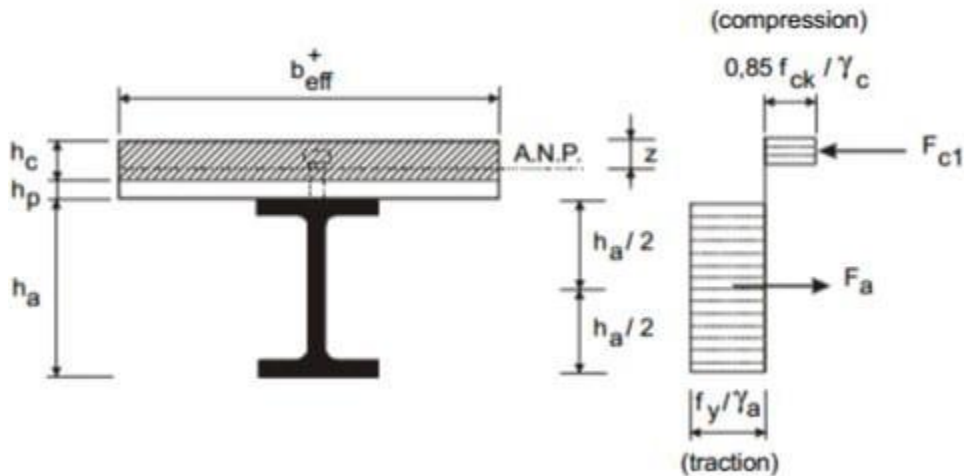


Figure IV.3-2 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

IV.3.1.Vérification de la résistance (moment fléchissant):

$$M_{sd} < M_{Rd} = A_a \cdot f_a \cdot \left[g_c + g_a + \frac{t_c}{2} + \frac{K-1}{k} \right]$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{11.231 \times 6^2}{8} = 50.539 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = A_a \cdot f_a \cdot \left[g_c + g_a + \frac{t_c}{2} + \frac{K-1}{k} \right]$$

$$M_{Rd} = 33.4 \times 250 \times 10^{-1} \left[8.03 + 17.07 + \frac{10}{2} \times \frac{1.697-1}{1.697} \right] = 226.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 50.539 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 226.73 \text{ KN.m}$$

(Condition vérifiée)

IV.3.2.Vérification au cisaillement:

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11.231 \times 6}{2} = 33.693 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m_0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2$$

$$A_v = 1591.08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591.08 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.652 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

IV.4. Calcul de la section mixte:

$$S = A + \frac{b \times t}{n} = 33.4 + \frac{100 \times 10}{15} = 100.066 \text{ cm}^2$$

IV.4.1. position de centre de gravité :

$$d = \frac{b \times t}{n} \cdot \frac{t+h}{2S} = \frac{100 \times 10}{15} \cdot \frac{10 \times 22}{2 \times 100.066} = 10.66 \text{ cm}$$

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 10.66 = 21.66 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{22}{2} + 10 - 10.66 = 10.34 \text{ cm}$$

IV.4.2. le moment d'inertie :

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} \times \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 2771.8 + 33.4(10.66)^2 + \frac{100 \times 10^3}{12 \times 15} \times \frac{100 \times 10}{15} \left(\frac{10+22}{2} - 10.66 \right)^2$$

$$I = 9023.825 \text{ cm}^4$$

IV.4.3. Moment fléchissant maximale dans la section mixte :

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{11.231 \times 6^2}{8} = 50.539 \text{ kn. m}$$

Contrainte dans la poutre d'acier :

a/traction :

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \cdot V_i = \frac{50.539}{9023.825} \times 21.66 \times 10^3 = 121.309 \text{ Mpa}$$

b/compression :

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \cdot (V_s - t) = \frac{50.539}{9023.825} \times (10.34 - 10) \times 10^3 = 1.904 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

a/compression (fibre supérieur) :

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I_n} \cdot V_s = \frac{50.539 \times 10.34 \times 10^3}{9023.825 \times 15} = 3.861 \text{ Mpa}$$

b/compression (fibre inférieur) :

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I_n} \cdot (V_s - t) = \frac{50.539 \times (10.34 - 10) \times 10^3}{9023.825 \times 15} = 0.127 \text{ Mpa}$$

IV.4.4. Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{V_s \cdot d}{t_w \cdot d} \leq 0.58 f_y$$

$$V_s = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{11.231 \times 6}{2} = 33.693 \text{ Kn}$$

$$\tau = \frac{33.633 \times 10^3}{0.59 \times 10.66 \times 10^2} = 53.571 \text{ Mpa} < 0.58 \times 275 = 159.5 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

IV.4.5. Vérification de la condition de flèche (ELS) :

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = L/250 = 600/400 = 1.5 \text{ m} \quad (\text{Plancher en général}).$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 8.042 \times 600^4}{384 \times 2100000 \times 9023.825} = 0.716 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Calcul des contraintes :

$$K = \frac{b \times t \times E \times \varepsilon \times \beta \times A}{n \times I_A \times A + b \times t \times I_A \times \alpha + b \times t \times A \times \beta^2}$$

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{22+10}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \cdot \beta} = \frac{9023.825}{33.4 \times 16} = 16.886 \text{ cm}$$

$$K = \frac{100 \times 10 \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 16 \times 33.4}{15 \times 9023.825 \times 33.4 + 100 \times 10 \times 9023.825 + 100 \times 10 \times 16^2}$$

$$K = 0.163 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-3}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 16.886 = 27.886 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 27.886 + 10 = 37.886 \text{ cm}$$

$$E + \varepsilon = 2.1 \times 10^2 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ Mpa}$$

Valeur des contraintes :

$$\sigma_{as} = K \times y_1 = 0.163 \times 27.886 \times 10 = 45.454Mpa$$

$$\sigma_{ai} = K(h - y_1) = 0.163 \times (220 - 278.86) = -9.594Mpa$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E. \varepsilon - k. y_1) = \frac{1}{15}(42 - 45.454) = -0.23Mpa$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n}(E. \varepsilon - k. y_2) = \frac{1}{15}(42 - 0.163 \times 387.86) = -1.32Mpa$$

Valeur final :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{as} = 1.562 + 45.454 = 47.016Mpa < f_y = 275Mpa \\ \sigma_{ai} = -99.491 + (-9.594) = -109.085Mpa < f_y = 275Mpa \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bs} = 3.166 - 1.32 = 1.846Mpa < 0.6f_{c28} = 15Mpa \\ \Sigma_{bi} = 0.104 - 0.23 = -0.126Mpa < 0.6f_{c28} = 15Mpa \end{array} \right.$$

IV.5.Dimensionnement de la connexion:

La connexion entre la dalle en béton et la poutrelle métallique est la justification même de la construction mixte, cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont pour but d’empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle). Selon le comportement et la résistance de la connexion, l’interaction peut être différente

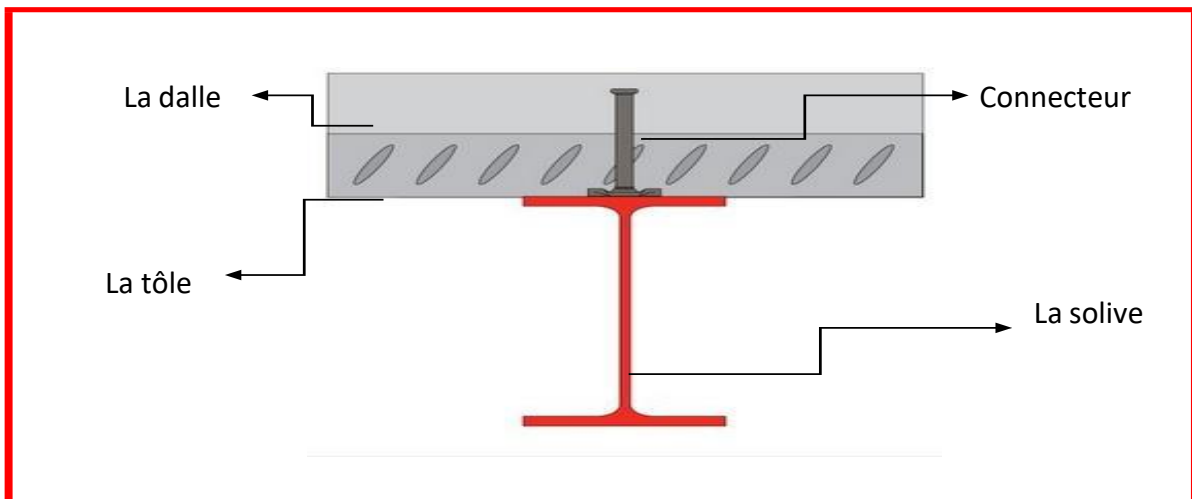


Figure IV.5-3 vue de la connexion de plancher mixte.

IV.5.1.Calcul des goujons connecteurs :

Choix de connecteurs :

Les caractéristiques des connecteurs choisissent les suivants :

- Diamètre du fut goujon $d= 16\text{mm}$
- Hauteur hors-tout du goujon $h=80\text{mm}$
- La résistance ultime en traction spécifiée du Matériau du goujon $f_u=430\text{MPa}$
- La limite d'élasticité $f_y=275\text{MPa}$

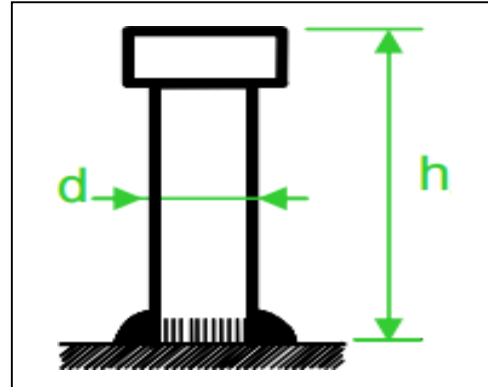


Figure IV.5-4 Dimensions de connecteur.

IV.5.1.1.Résistance au cisaillement :

La résistance ultime au cisaillement des goujons soudés dépend du mode de rupture de la connexion, soit l'écrasement du béton autour du goujon, soit la rupture de la tige du goujon.

En supposant une connexion complète, le calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur est donnée par :

$$p_{rd} = \min(p_{rd1}; p_{rd2})$$

$$p_{rd1} = 0.8 \cdot \frac{f_y}{\gamma_v} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)$$

p_{rd1} : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

γ_v : Coefficient partiel de sécurité =1.25

$$p_{rd1} = 0.8 \cdot \frac{f_y}{\gamma_v} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) = 0.8 \cdot \frac{430}{1.25} \left(\frac{\pi(16^2)}{4} \right) = 55.332\text{KN}$$

$$p_{rd2} = 0.29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{c28} \times \sqrt{E_{cm}}}}{\gamma_v}$$

p_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

a : Facteur de correction en fonction de (h/d) .

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4 \quad \rightarrow a = 1 \quad (\text{Eurocode 4})$$

$$E_{cm} = \left[\frac{22 \cdot f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = \left[\frac{22 \times 2.56}{10} \right]^{0.3} = 1.7 \text{ Mpa}$$

$$p_{rd2} = 0.29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{c28}} \times \sqrt{E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25} \times \sqrt{30.5 \times 10^3}}{1.25}$$

$$p_{rd2} = 51.861 \text{ KN}$$

$$p_{rd} = \min(p_{rd1}; p_{rd2}) = \min(55.332 \text{ KN}; 51.861 \text{ KN})$$

$$p_{rd} = 51.861 \text{ KN}$$

L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V = f_{cf} = \min \left[\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m0}}; \frac{0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_b} \right]$$

En désignant par :

A_a : l'aire de l'élément structural en acier.

A_c : l'aire de la section efficace de béton

$$V = f_{cf} = \min \left[\frac{33.4 \times 275 \times 10^2}{1.1}; \frac{0.85 \times 10^5 \times 25}{1.5} \right]$$

$$V = f_{cf} = \min[835 \text{ KN}; 1416.66 \text{ KN}]$$

$$V = f_{cf} = 835 \text{ KN}$$

Le nombre de goujons nécessaires pour obtenir une connexion de la longueur critique d'interface :

$$N = \frac{f_{cf}}{p_{rd}} = \frac{835}{51.861} = 16.1 \approx 16 \text{ goujons}$$

L'espacement des goujons :

$$S = \frac{l_{cr}}{N} \text{ avec } l_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm}$$

$$S = \frac{l_{cr}}{N} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$



Figure IV.5-5 Espacement entre connecteurs.

IV.6.Ferrailage de la dalle :

Une dalle mixte est un élément de construction constitué d'une tôle d'acier profilée à froid, Recouverte de béton comportant un treillis d'armature. Une telle dalle repose sur la structure Porteuse du bâtiment composée de poutrelles métalliques.

Dans ce cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont Perpendiculaires aux solives.

Largueur $L_x=1$ m

Longueur $L_y=6$ m

Epaisseur $e=10$ m

Le rapport de dimension :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{6} = 0.16 < 0.47$$

On néglige la flexion longitudinale. Donc la flexion est suivant la petite dimension L_x .

Charges et surcharges :

- poids propre du béton $G_b = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- poids propre du mur (cloison + plâtre) $G_T = 1.2 + 0.2 = 1.4 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage + mortier de pose+ lit de sable sec $G_c = 0.6+0.4+0.27 = 1.27 \text{ KN/m}^2$

$$G_T = 5.17 \text{ KN/m}^2$$

- surcharge de construction (ouvrier)..... $Q = 2.5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons des charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.17 + 1.5 \times 2.5 = 10.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 5.17+2.5 = 7.67 \text{ KN/m}^2$$

On prendra le moment :

- En appui : $M_a = 0.5M_0$
- En travée : $M_t = 0.75M_0$

Avec M_0 est le moment isostatique tel que :

$$M_0 = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = \frac{10.73 \times 1^2}{8} = 1.341 \text{ KN.m}$$

Ce qui donne :

$$M_a = 0.5 \times 1.341 = 0.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 1.341 = 1.006 \text{ KN.m}$$

Alors on a 2 sections à calculer, l'une au niveau de travée et l'autre au niveau de l'appui.

Détermination de la section d'armatures :

1^{er} Section (Travée) :

$$M_t = 1.006 \text{ KN.m}$$

$$b = 1\text{m} \quad ; \quad d = 0.1\text{m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.006 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14.17} = 0.007 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.009$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 9.96 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.006 \times 10^6}{99.6 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

2^{ème} section (appui):

$$M_a = 0.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.67 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14.17} = 0.005 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.006$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 9.98 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.67 \times 10^6}{99.8 \times 348} = 0.19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.207 \text{ cm}^2$$

Dans les deux cas la section d'armature trouvée est faible et la condition de non fragilité est déterminante.

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{\min} = 4HA6 = 1.13\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28\text{cm}^2$$

Donc, pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treille soudé $\emptyset 6$ dont les dimensions des mailles sont égales à **20cm** dans les deux sens.

IV.7.Conclusion :

Nous avons procédé au niveau de ce chapitre aux calculs plastique et élastique d'un plancher mixte ainsi que la détermination du nombre de connecteurs à prévoir et le calcul de ferrailage de la dalle.

Chapitre V :

Étude sismique

V.1. Introduction :

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes. Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face aux charges sismiques (horizontales), on fait appel à un système de contreventement. L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'économie et l'aspect architectural. Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. Dans notre modélisation, nous avons utilisé le logiciel des éléments finis Robot version 2018.

V.2. Méthodes de calcul :

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de l'action sismique est basée sur la théorie dynamique du génie sismique, d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette action que pour les facteurs qui la conditionnent. Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

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

Dans notre cas, on utilise la méthode statique équivalente :

V.2.1. Méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basée sur l'utilisation des spectres de repense. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y. L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Spectre de réponse de calcul :

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes de transition

V.2.1.1. Coefficient d'accélération :

Le coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau V.2 :1 Coefficients d'accélération

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Notre structure est située dans la zone sismique III groupe d'usage 2 :

Dans notre cas **A = 0,25**

V.2.1.2. Facteur d'amplitude dynamique :

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{array} \right\}$$

T1 et T2 : Des périodes caractéristiques données dans le tableau 4.7 (RPA99V2003)

Tableau V.2 :2 Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Le site d'implantation S₃ (site ferme) $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{array} \right.$

V.2.1.3.Facteur de correction d'amortissement:

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA99/2003})$$

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ε: Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

Tableau V.2 :3 Valeur de ε(%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas, on prend la valeur de ξ= 5% puisque on utilise l'acier dense.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1 > 0.7$$

V.2.1.4.Coefficient de comportement:

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement.

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

Tableau V.2 :4 Valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques ou console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

R = 4 (ossature contreventé par palée triangulées en X)

V.2.1.5.Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_t : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$h_n = 6.6m$

$C_t = 0,05$ Tableau 4.6 (RPA2003)

$$T = 0.05 \times (6.6)^{3/4} = 0.21s$$

Calcul de la période par la formule :

$$T = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.09 \times \frac{6.6}{\sqrt{18}} = \mathbf{0.14 S} \\ T_y = 0.09 \times \frac{6.6}{\sqrt{24}} = \mathbf{0.12 S} \end{cases}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

V.2.1.6.Calcul de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{se} , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99/2003).

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \times W \quad \text{Avec :}$$

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment **A=0,25**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{array} \right\}$$

On a $0 s < T = 0.21 s < T_2 = 0.5 s$

On utilise la 2^{ème} méthode pour calculer le facteur d'amplitude

$$0 s < T = 0.21 s < T_2=0.5 s$$

Donc on aura :

$$D = 2,5\eta = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ donc } D = 2.5$$

R : coefficient de comportement global de la structure donné par le tab 4.3

R = 4 (ossature contreventée par palées en X)

V.2.1.7.Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est donné en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q \quad (4.4 \text{ RPA99/2003})$$

Tableau V.2 :5 Valeurs des facteurs de qualité

Critère (q)	Pq	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
	Qx = 1,15	Qy = 1,15

$$Q = 1 + (0,05+0,10)$$

$$Q = 1,15$$

Pour notre étude, le spectre de réponse est donné par le logiciel robot (spectre RPA99) après avoir injecté les paramètres du spectre suivant X et Y calculés précédemment :

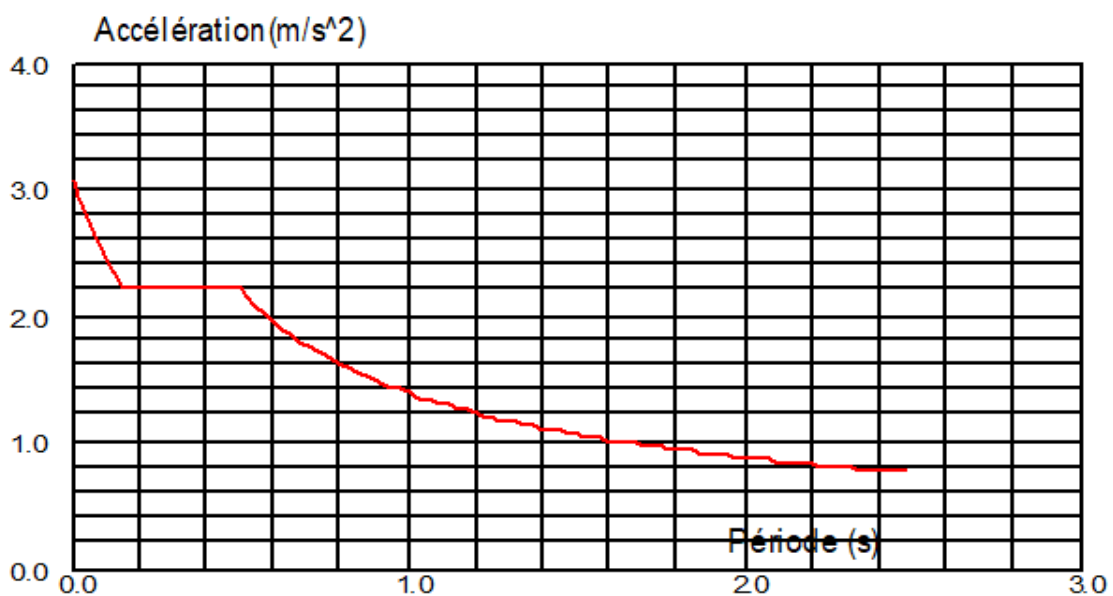


Figure V.2-1 diagramme de spectre de réponse selon X-X et Y-Y

V.2.1.8. Calcul de poids total de la structure W(t) :

- W : est égal à la somme des poids W_i
- $W = \sum W_i$ Avec : $W_i = G + \beta \times Q$ formule (4.5 page 30)
- G : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- Q : charge d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau V.2 :6 Valeurs du coefficient de pondération

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans notre cas : $\beta = 0.2$

Calcul des surfaces de la structure :

$$S_{\text{terrasse}} = 18 \times 24 = 432\text{m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = 18 \times 24 - (6 \times 6) = 396\text{m}^2$$

Le poids de chaque niveau est donné par les tableaux suivants :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	W_i (KN)
RDC	2997.56	990	3195.56
1 ^{er} étage	3089.65	432	3176.05

$$W_{\text{total}} = \sum W_i = \mathbf{6371.61 \text{ KN}}$$

La force sismique globale agissant à la base est :

$$V_x = V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 6371.61 = \mathbf{1144.89 \text{ KN}}$$

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \Sigma F_i \quad (\text{art 4.2.5 RPA99})$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0.07 \times T \times V & \text{si } T \geq 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

$$T = 0.21 s < 0.7 \Rightarrow F_t = 0$$

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i \cdot h_i}$$

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + \Sigma_{i=k}^n F_i$ (art 4.2.6 RPA 99)

$$M_k = V \cdot h_0 + M_0$$

Les résultats sont donnés pour le sens X dans le tableau suivant :

niveau	$W_i(KN)$	$h_i(m)$	$W_i \times h_i$	$F_K(KN)$	$V_K(KN)$	$M_K(KN.m)$
1 ^{er} étage	3176.05	6	19056.3	761.7	761.7	2285.1
RDC	3195.56	3	9586.68	383.19	1144.89	5719.77
somme			28642.98			

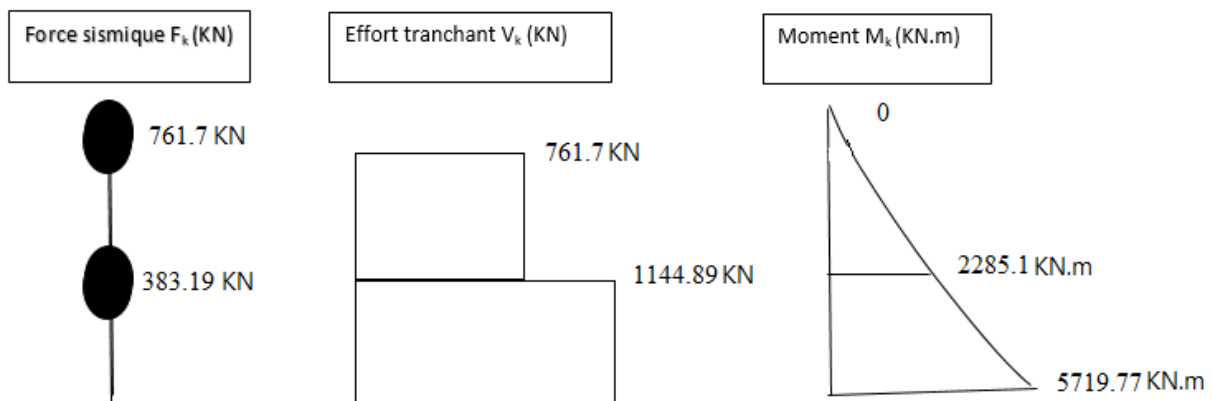


Figure V.2-2 Diagramme de force sismique, effort tranchant et moment.

V.3. Etude dynamique 3D avec un système de stabilité verticale :

Définition des combinaisons des charges :

Combinaisons fondamentales BAEL91 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Combinaison accidentelles RPA99 version 2003 :

- $G + Q \pm EX$
- $G + Q \pm EY$
- $0.8G \pm EX$
- $0.8G \pm EY$
- $G + Q \pm 1.2EX$
- $G + Q \pm 1.2EY$

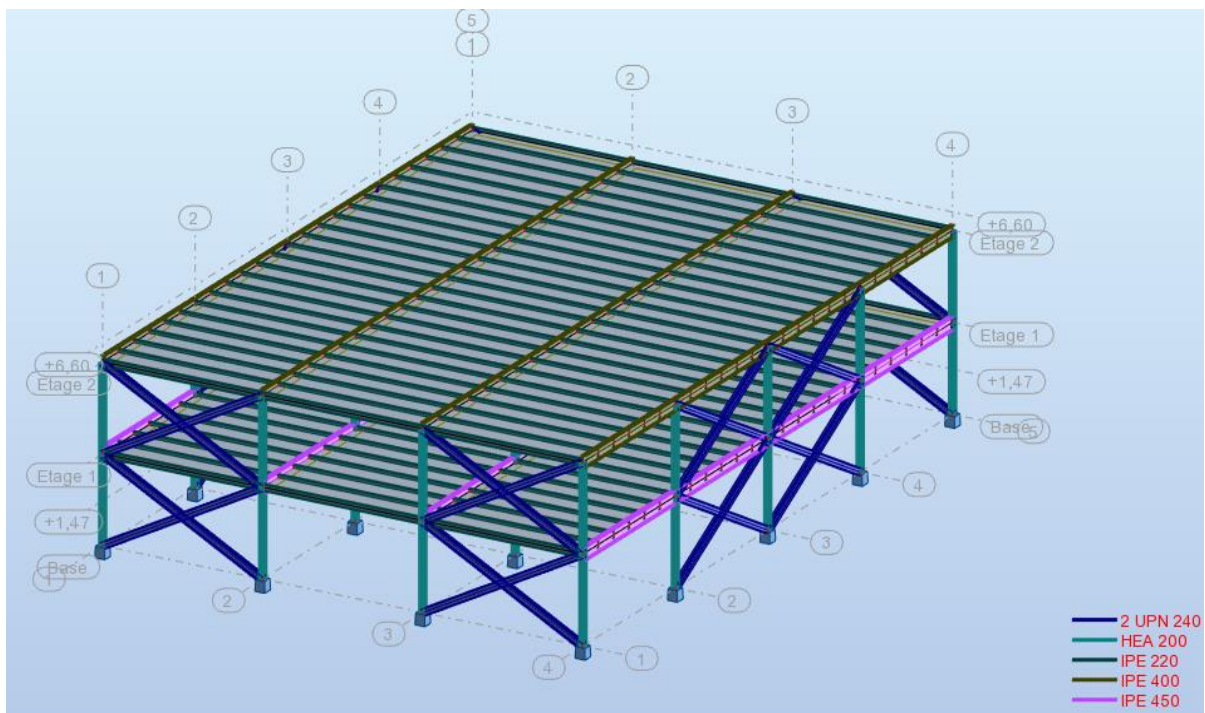


Figure V.3-3 vue de la structure en 3d

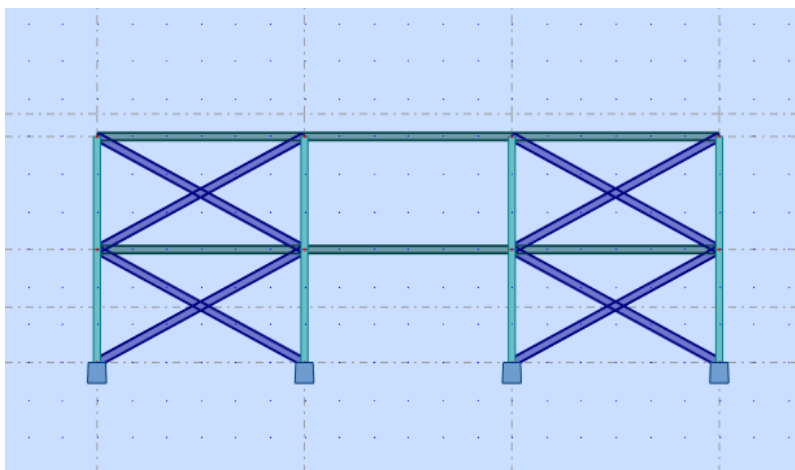


Figure V.3-4 vue avant

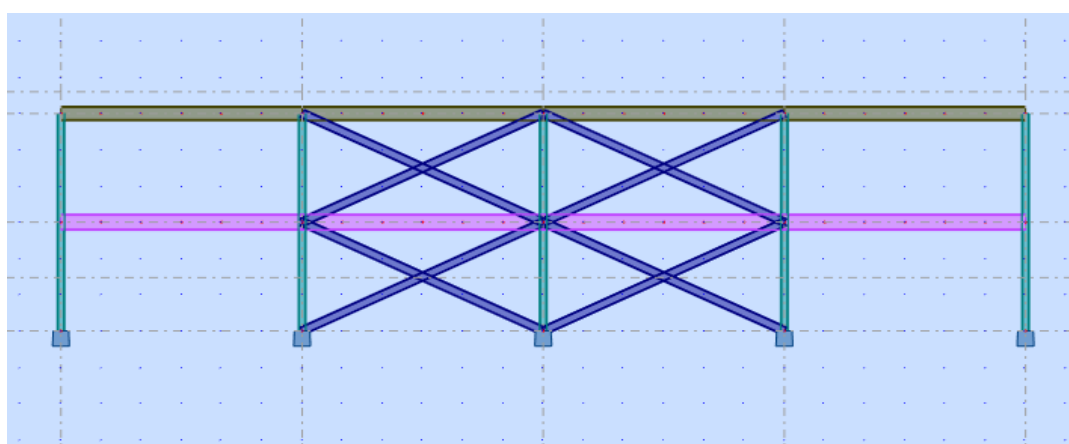


Figure V.3-5 vue droite

Analyses modes sismique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
8/ 1	6,24	0,16	88,54	0,00	0,0	88,54	0,00	0,0	552773,13	552773,13	0,0
8/ 2	7,05	0,14	88,54	91,14	0,0	0,00	91,14	0,0	552773,13	552773,13	0,0
8/ 3	10,80	0,09	88,54	91,14	0,0	0,01	0,00	0,0	552773,13	552773,13	0,0
8/ 4	18,85	0,05	99,28	91,14	0,0	10,74	0,00	0,0	552773,13	552773,13	0,0
8/ 5	19,79	0,05	99,28	99,35	0,0	0,00	8,21	0,0	552773,13	552773,13	0,0
8/ 6	22,58	0,04	99,28	99,35	0,0	0,00	0,00	0,0	552773,13	552773,13	0,0
8/ 7	22,58	0,04	99,28	99,35	0,0	0,00	0,00	0,0	552773,13	552773,13	0,0
8/ 8	22,66	0,04	99,28	99,35	0,0	0,00	0,00	0,0	552773,13	552773,13	0,0
8/ 9	22,66	0,04	99,28	99,35	0,0	0,00	0,00	0,0	552773,13	552773,13	0,0
8/ 10	22,67	0,04	99,28	99,35	0,0	0,00	0,00	0,0	552773,13	552773,13	0,0

●Période :

$$T_{x Robot} < T_{calculé} \times 30\% \Rightarrow 0.16 < 0.14 \times 30\% \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

$$T_{y Robot} < T_{calculé} \times 30\% \Rightarrow 0.14 < 0.12 \times 30\% \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

●Les masses modales :

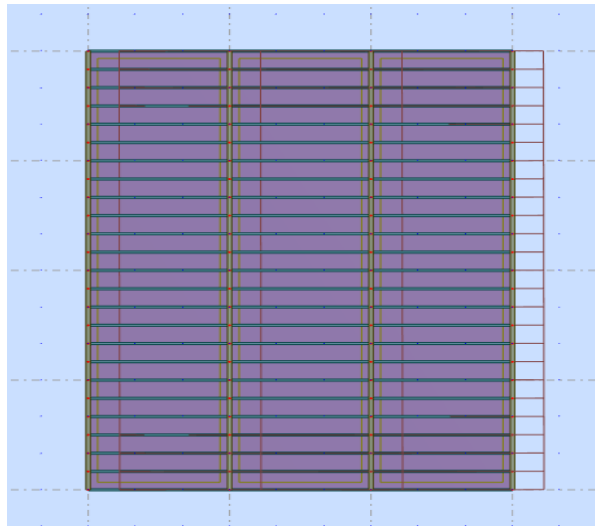
Les 2 premiers modes sont vérifiés \Rightarrow il n'y a pas de torsion (Condition vérifiée)

●Les masses modales cumulées :

La participation massique pour le 4^{ème} mode

Le sens X : 99.28%

Le sens Y : 91.14 % (Condition vérifiée)

V.3.1. Modes de vibration :

**Figure V.3-6 :1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
niveaux terrasse X-X (résultats de Robot 2018)**

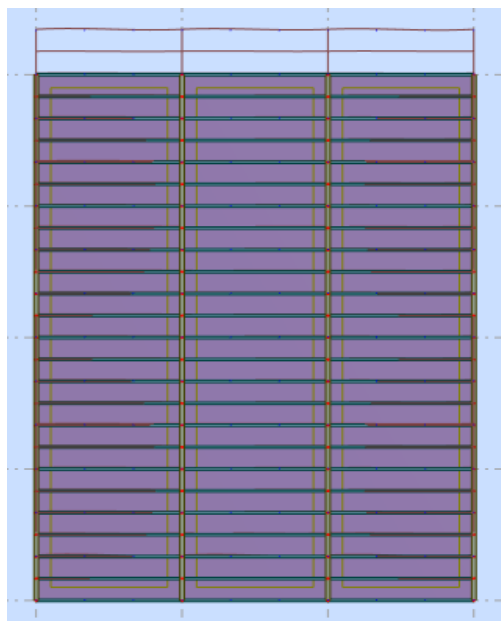


Figure V.3-7 : 2eme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse Y-Y (résultats de Robot 2018)

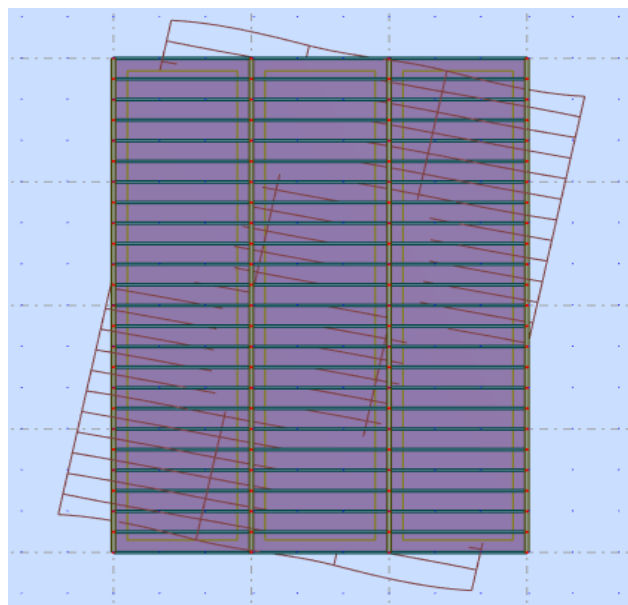


Figure V.3-8 : 3eme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2018)

V.3.2. Résultante des forces sismiques :

Direction X :

Tableau V.3 :7 somme des réactions direction X

Cas	9 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X					
Mode CQC						
Somme totale	1089,80	18,51	1784,46	3,54	28,91	0,83
Somme réactions	1089,79	0,11	0,00	0,06	5416,44	12715,20
Somme efforts	1089,78	0,09	0,0	0,05	5416,43	12714,19
Vérification	2179,56	0,20	0,00	0,11	10832,87	25429,39
Précision	3,88312e-01	3,01619e+00				

Direction Y :

Tableau V.3 :8 somme des réactions direction Y

Cas	10 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y					
Mode CQC						
Somme totale	5,86	1139,77	903,55	76,63	0,41	1,99
Somme réactions	0,09	1139,42	0,00	5610,94	0,16	10255,06
Somme efforts	0,08	1139,42	0,0	5610,94	0,10	10254,90
Vérification	0,17	2278,84	0,00	11221,88	0,26	20509,96
Précision	3,88312e-01	3,01619e+00				

La résultante des forces sismiques à la base V_t :

- EX : $V_{x\text{ analytique}} = 1089.8\text{KN} > 80\% V_s = 915.91 \text{ KN}$ **(Condition Vérifiée)**
- EY : $V_{y\text{ analytique}} = 1139.77\text{KN} > 80\% V_s = 915.91 \text{ KN}$ **(Condition Vérifiée)**

Donc, nous avons constaté que, la résultante des forces sismiques à la base V_d obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à **80%** de la résultante des forces sismique V_s déterminée par la méthode statique équivalente.

V.3.3. Vérification des déplacements relatifs:

Direction X :

Tableau V.3 :9 tableau des déplacements EX

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
9/ 1	0,3	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00
9/ 2	0,7	0,0	0,4	0,0	0,00	0,00

Direction Y :

Tableau V.3 :10 tableau des déplacements EY

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
10/ 1	0,0	0,3	0,0	0,3	0,00	0,00
10/ 2	0,0	0,5	-0,0	0,3	-0,00	0,00

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

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

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

R : coefficient de comportement

- le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Tableau V.3 :11 Déplacements suivant l'axe Y-Y.

niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1% h_k (cm)	OBS
1 ^{er} étage	3.00	0.7	4	2.8	1.6	3.00	CV
RDC	3.00	0.3	4	1.2	1.2	3.00	CV

Tableau V.3 :12 Déplacements suivant l'axe Y-Y.

niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1% h_k (cm)	OBS
1 ^{er} étage	3.00	0.5	4	2.0	0.8	3.00	CV
RDC	3.00	0.3	4	1.2	1.2	3.00	CV

V.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

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

$$P_k = \sum (W_{GI} + 0,2W_{QI})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

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

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Tableau V.3 :13 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X.

Niveau	δ_k (m)	Δ_k (m)	p_k (KN)	$p_k \cdot \Delta_k$ (KN.m)	V_K (KN)	h_e (m)	$V_K \cdot h_e$ (KN.m)	θ_x	OBS
1 ^{er} étage	0.028	0.016	3176.05	50.81	1144.89	3	3434.67	0.015	C.V
RDC	0.012	0.012	3195.56	38.34	761.7	3	2285.1	0.017	C.V

Tableau V.3 :14 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y-Y.

Niveau	δ_k (m)	Δ_k (m)	p_k (KN)	$p_k \cdot \Delta_k$ (KN.m)	V_K (KN)	h_e (m)	$V_K \cdot h_e$ (KN.m)	θ_x	OBS
1 ^{er} étage	0.02	0.008	3176.05	25.408	1144.89	3	3434.67	0.007	C.V
RDC	0.012	0.012	3195.56	38.346	761.7	3	2285.1	0.017	C.V

V.4. Vérification de l'ossature :

V.4.1. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirées du logiciel Robot.

V.4.2. Vérification des poutres principales terrasse IPE 400 :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
156 POUTRE P ET	OK IPE 400	ACIER E28	36.26	151.90	0.61	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.04	1*2
155 POUTRE P ET	OK IPE 400	ACIER E28	36.26	151.90	0.61	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.04	1*2
144 POUTRE P ET	OK IPE 400	ACIER E28	36.26	151.90	0.60	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.03	1*2
143 POUTRE P ET	OK IPE 400	ACIER E28	36.26	151.90	0.60	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.03	1*2

V.4.3. Vérification des poutres principales étage courant IPE 450 :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
38 POUTRE P RD	OK IPE 450	ACIER E28	32.47	145.70	0.56	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.06	1*2
37 POUTRE P RD	OK IPE 450	ACIER E28	32.47	145.70	0.56	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.06	1*2
41 POUTRE P RD	OK IPE 450	ACIER E28	32.47	145.70	0.54	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.02	1*2
42 POUTRE P RD	OK IPE 450	ACIER E28	32.47	145.70	0.54	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.02	1*2
45 POUTRE P RD	OK IPE 450	ACIER E28	32.47	145.70	0.47	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.03	1*2

V.4.4. Vérification des poutres secondaires terrasse IPE 220 :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
134 Poutre s T_1	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.37	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.02	1*2
132 Poutre s T_1	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.37	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.02	1*2
125 Poutre s T_1	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.36	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.02	1*2
127 Poutre s T_1	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.36	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.02	1*2

V.4.5. Vérification des poutres secondaires étage courant IPE 220 :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
19 Poutre s ET_1	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.43	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.06	1*2
21 Poutre s ET_2	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.43	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.06	1*2
12 Poutre s ET_1	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.43	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.06	1*2
14 Poutre s ET_1	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.43	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.06	1*2

V.4.6. Vérification des solives terrasse IPE 220 :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
197 solive T_197	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.42	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.01	1*2
178 solive T_178	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.42	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.01	1*2
193 solive T_193	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.42	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.01	1*2
196 solive T_196	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.42	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.01	1*2

V.4.7. Vérification des solives étage courant IPE 220 :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
73	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.51	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.01	1*2
75	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.51	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.01	1*2
76	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.51	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.01	1*2
72	OK IPE 220	ACIER E28	65.83	242.14	0.51	11 1.35G+1.5Q	0.00	1*2	0.01	1*2

V.4.8. Vérification des poteaux RDC :

A partir des résultats manuels, on a choisi un profilé IPE160. Mais lorsqu'on a modélisé la structure avec le logiciel ROBOT, le profilé n'a pas été vérifié comme indiqué ci-dessous :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
9 Poteau RDC_9	HEA 160	ACIER E28	22.83	37.64	1.03	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99
10 Poteau RDC_1	HEA 160	ACIER E28	22.83	37.64	1.03	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99
24 Poteau RDC_2	HEA 160	ACIER E28	22.83	37.64	0.92	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99
23 Poteau RDC_2	HEA 160	ACIER E28	22.83	37.64	0.92	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99
17 Poteau RDC_1	HEA 160	ACIER E28	22.83	37.64	0.88	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99
16 Poteau RDC_1	HEA 160	ACIER E28	22.83	37.64	0.88	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99

Alors on adopte un HEA200 qui répond à toutes les conditions de résistance.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
24 Poteau RDC_2	HEA 200	ACIER E28	18.11	30.11	0.69	11 1.35G+1.5Q	0.17	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99
23 Poteau RDC_2	HEA 200	ACIER E28	18.11	30.11	0.69	11 1.35G+1.5Q	0.17	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99
9 Poteau RDC_9	HEA 200	ACIER E28	18.11	30.11	0.68	11 1.35G+1.5Q	0.17	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99
10 Poteau RDC_1	HEA 200	ACIER E28	18.11	30.11	0.68	11 1.35G+1.5Q	0.17	9 Sismique RPA 99 (0.15	10 Sismique RPA 99

V.4.9. Vérification des poteaux étage courant :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
109 Poteau ET_1	HEA 200	ACIER E28	18.11	30.11	0.59	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.13	10 Sismique RPA 99
108 Poteau ET_1	HEA 200	ACIER E28	18.11	30.11	0.59	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.13	10 Sismique RPA 99
137 Poteau ET_1	HEA 200	ACIER E28	18.11	30.11	0.55	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.13	10 Sismique RPA 99
136 Poteau ET_1	HEA 200	ACIER E28	18.11	30.11	0.55	11 1.35G+1.5Q	0.18	9 Sismique RPA 99 (0.13	10 Sismique RPA 99

V.5. Etude dynamique 2D :

Principe de la méthode 2D :

Pour simplifier l'étude dynamique et diminuer les erreurs de calcul sur le logiciel de modélisation, on utilise une autre méthode constituée des portiques modéliser sur 2 sens (x et y) et lié entre eux par des bielles représentants les planchers.

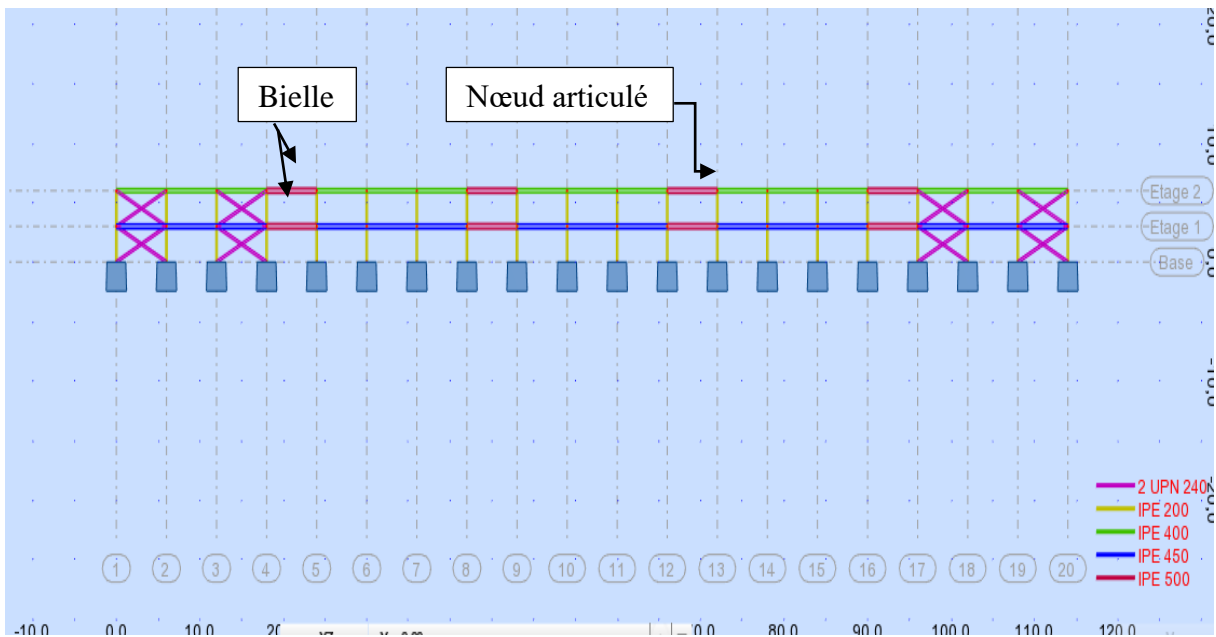
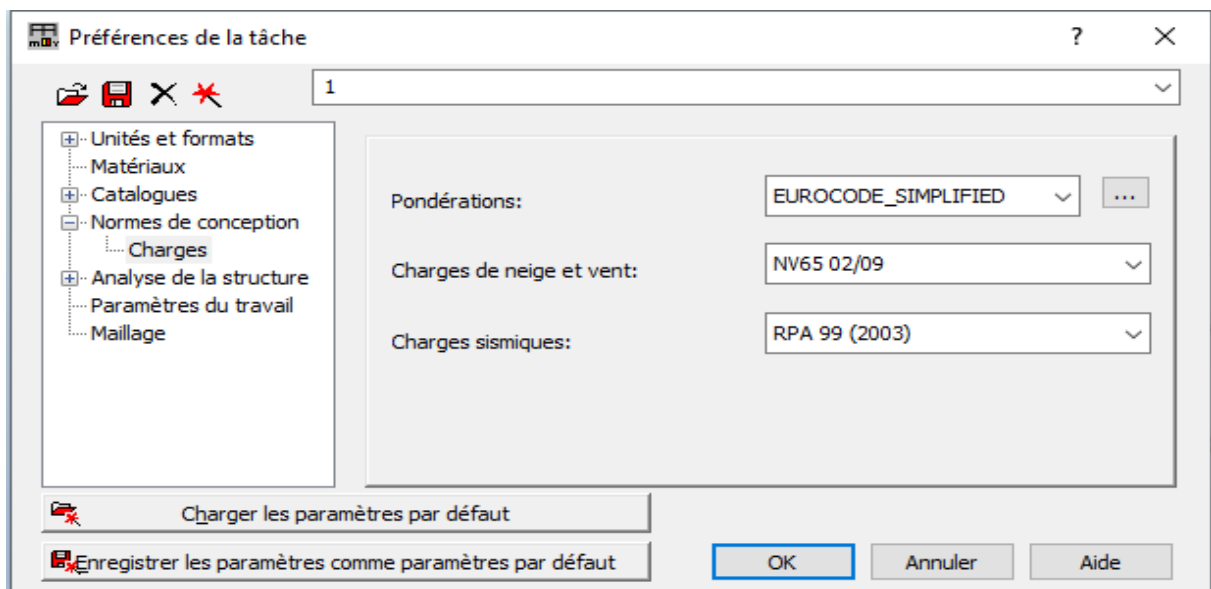


Figure V.5-9 Modèle en 2D (sens x-x)

Etapes de la modélisation de la structure sur Robot :

1^{ère} étape : Définition des matériaux et des règlements utilisés



2^{ème} étape : Définition de la géométrie de base

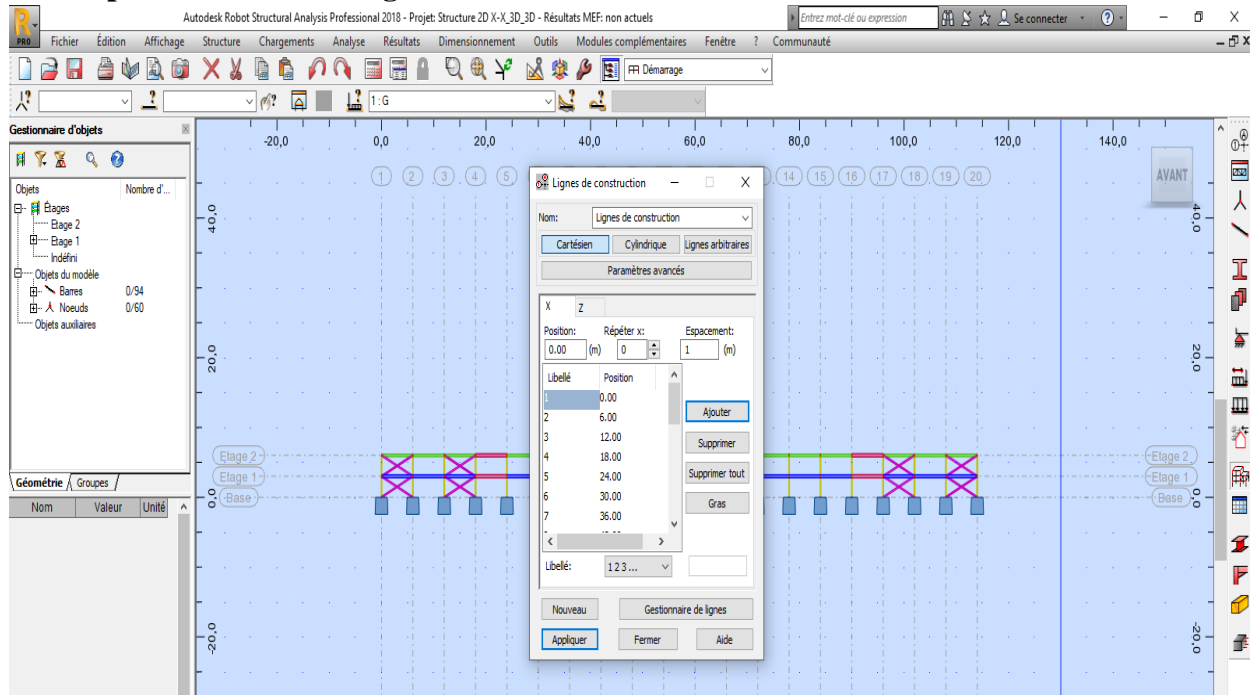


Figure V.5-10 Définition de la géométrie de base.

3^{ème} étape : Définition des sections

Dans cette phase de l'étude, nous avons gardé les mêmes sections qui avaient été désignées précédemment (sur l'étude 3D). La différence notable dans cette méthode est la distribution des portiques qui sont reliées entre elles avec des bielles.

4^{ème} étape : Définition des charges à appliquer

Les éléments de la structure ne sont pas chargés sous forme surfacique, car l'étude était basée sur un repère plan (X, Z), donc les charges sont distribuées sous forme linéaire.

5^{ème} étape : Définition des combinaisons des charges qui sont les suivantes Combinaisons fondamentales BAEL91 :

Combinaison (1) « ELS » : $G + Q$

Combinaison (2) « ELU » : $1,35G + 1,5Q$

6^{ème} étape : dimensionnement de la Bielle

La bielle, c'est une poutre qui est un élément structural disposée généralement horizontalement, dont le rôle de reliée entre les portiques représentant le plancher. Lors de la modélisation la bielle doit avoir une rigidité (E, I, L) égale ou bien presque égale celle de plancher pour avoir des résultats finaux (V, T, U) vérifiés par rapport à l'étude 3D.

Dans notre cas, on a utilisé une bielle avec des caractéristiques suivantes :

Tableau V.5 :15 Caractéristiques d'IPE220

Profilé	Poids G (kg/m)	Section A (cm ²)	Dimensions						Caractéristiques		
			h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)	I _Y (cm ⁴)	W _{pl,Y} (cm ³)	E (MPa)
IPE500	90,7	116	500	200	16	10,2	426	21	48200	2194	9 × 10 ¹⁵

7^{ème} étape : vérification de la période, l'effort tranchant et le déplacement

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT 2018

Sens (X-X) :

Vérification de la période :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]
3/ 1	6,66	0,15	72,58
3/ 2	8,75	0,11	72,58
3/ 3	8,76	0,11	72,58
3/ 4	9,01	0,11	72,58
3/ 5	9,29	0,11	78,40
3/ 6	9,76	0,10	85,52
3/ 7	11,49	0,09	85,52
3/ 8	11,56	0,09	85,52
3/ 9	11,96	0,08	85,52
3/ 10	12,06	0,08	85,56

Commentaire :

La période obtenue par cette méthode est presque la même avec la période obtenue par l'étude en 3D, donc la période est vérifiée dans la direction (X-X).

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Résultantes des forces sismiques de calcul :

Tableau V.5 :16 Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	V _{dynamique} (2D)	V _{dynamique} (3D)	Observation
Sens X-X	1082.32 KN	1089.8 KN	Vérifiée

Vérification les déplacements :

Tableau V.5 :17 Vérification les déplacements.

Niveau	Déplacement (2D)	Déplacement (3D)	Observation
RDC	0,2	0,3	Vérifiée
EC	0.5	0.7	Vérifiée

Sens (Y-Y) :

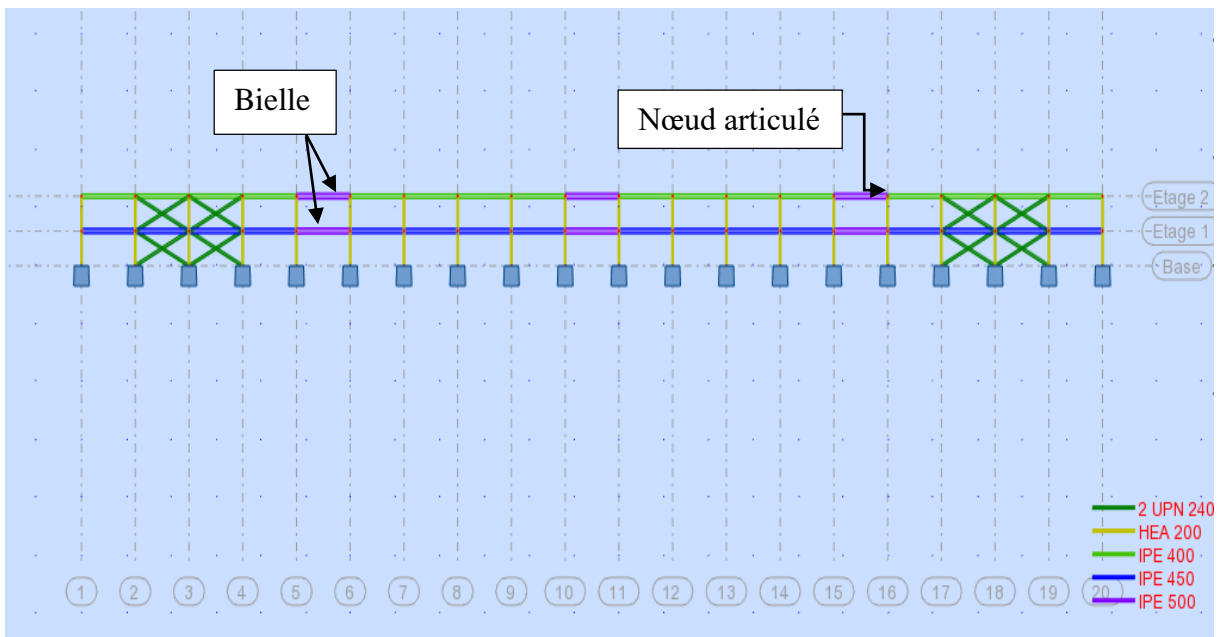


Figure V.5-11 Modèle en 2D (sens y-y)

Vérification de la période :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]
5/ 1	7,47	0,13	93,61
5/ 2	19,38	0,05	99,98
5/ 3	23,42	0,04	99,98
5/ 4	25,39	0,04	99,98
5/ 5	25,39	0,04	99,98
5/ 6	25,40	0,04	99,98
5/ 7	30,31	0,03	99,98
5/ 8	31,05	0,03	99,98
5/ 9	31,08	0,03	99,98
5/ 10	31,10	0,03	99,98

Commentaire :

On note que la période dans ce sens (y-y) est aussi vérifiée par rapport à la période en 3D

Tableau V.5 :18 Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	V _{dynamique} (2D)	V _{dynamique} (3D)	Observation
Sens X-X	1130.56 KN	1139.77 KN	Vérifiée

Vérification les déplacements :

Tableau V.5 :19 Vérification les déplacements.

Niveau	Déplacement (2D)	Déplacement (3D)	Observation
RDC	0,3	0,3	Vérifiée
EC	0.5	0.5	Vérifiée

V.6.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié le comportement de la structure vis-à-vis du séisme selon la méthode statique équivalente conformément au RPA99 version 2003, et on a modélisé en 3D notre structure avec le logiciel ROBOT 2018 avec un type de contreventement en X qui satisfait les conditions de période de vibration, d'efforts tranchants et de déplacement de chaque niveau de notre structure.

Ainsi, on a présenté une autre méthode simplifiée à la méthode de modélisation en 3D qui est la méthode de modélisation en 2D, ou nous avons modélisé les portiques sur 2 sens (x et y) et lié ente aux avec une poutre nommé Bielle de grande rigidité équivalent à celle du plancher, et d'après les résultats obtenue par cette méthode nous pouvons l'utiliser dans les structures symétriques.

Chapitre VI :

Étude des éléments
secondaires

VI.1. étude d'acrotère :

VI.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 60 cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment M dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml de largeur en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

VI.1.2. Évaluation des charges appliquée sur l'acrotère :

Surface de l'acrotère :

$$S = \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) + (0.07 \times 0.1) + (0.6 \times 0.1) = 0.0685m^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.0685 = 1.71KN/ml$$

Revêtement en ciment (e = 2cm) :

$$G = 18 \times 2(60 + 10 + 10.44 + 7 + 10 + 50) = 0.5307kN/ml$$

$$G_{tot} = 1.71 + 0.5307 = 2.241KN/ml$$

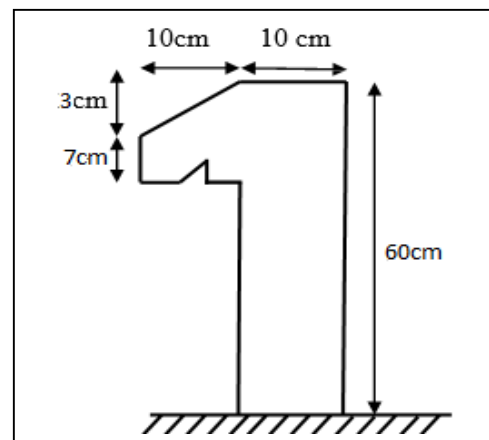


Figure VI.1-1 Dimensions de l'acrotère

Charge d'exploitation :

$$Q = 1.00 KN/ml$$

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

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

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

Avec :

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

C_p : facteur de force horizontale = 0.8

W_p : Poids propre de l'acrotère = 2.241 kN/ml

A : coefficient d'accélération de la zone A = 0.25

D'où $F_p = 4 \times 0.8 \times 2.241 \times 0.25 = 1.793 \text{ kN/ml}$

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

Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 2.241 \text{ KN/ml} \\ \text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Effort normal N dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 2.241 \text{ KN}$$

Moment fléchissant M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H$$

$$M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

Combinaison de charge :

ELU :

La combinaison est : $1.35 G + 1.5 Q$

Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 2.241 = 3.025 \text{ KN}$$

Moment de flexion :

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

ELS :

La combinaison est : G + Q

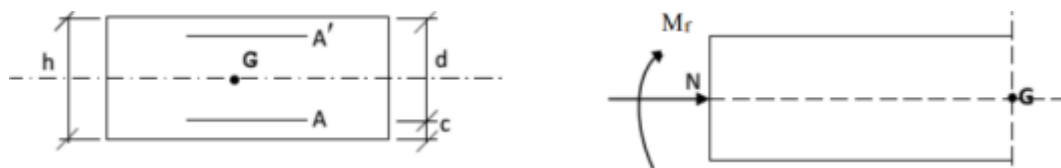
Effort normal de compression :

$$N_s = G = 2.241 \text{ KN}$$

Moment de flexion :

$$M_s = MQ = 0.6 \text{ KN.m}$$

VI.1.3.Ferrailage :



Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire (100 cm x 10 cm), soumise à un effort normal N et un moment Mf

Avec :

h : Épaisseur de la section : 10 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c : Enrobage : 2 cm

d = : Hauteur utile = 8 cm

VI.1.3.1. position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.025} = 29 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c \text{ avec } \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_u = 29 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif Mf puis on se ramène à la flexion composée.

VI.1.3.2.calcul en flexion simple :

a)Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - c = 29 - 3 = 26 \text{ cm}$$

$$M_f = 3.025 \times 0.26 = 0.786 \text{ KN.m}$$

b) Moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.786 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.008$$

$\mu = 0.008 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 384 \text{ Mpa}$$

$$\beta_u = \mu = 0.008$$

$$A_s = 0.008 \times 1000 \times 80 \times \frac{14.17}{384} = \mathbf{0.236 \text{ cm}^2}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.236 - \frac{3025}{384 \times 100} = 0.158 \text{ cm}^2$$

VI.1.3.3.Vérification à L'ELU :

Condition de non fragilité : (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1) :

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

Avec :

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

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0.158 < A_{min} = 0.966 \rightarrow$ La section calculée est inférieure à la

section minimale de non fragilité, d'où $A_s = \max (A_{min} ; A_{st})$

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{min} = 5HA8 = 2.51\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63\text{cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

VI.1.3.4. Vérification au cisaillement : (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$r_u < \bar{r}$$

$$\bar{r} = \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$r_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec} \quad V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ Kn}$$

$$r_u = \frac{1.5 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0.021\text{Mpa}$$

$$r_u = 0.021\text{Mpa} < \bar{r} = 2.5\text{Mpa} \text{ (Pas de risque de cisaillement)}$$

VI.1.3.5. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91 mod99/Art A-6-1,3)

$$r_{ser} \leq \bar{r}_{ser}$$

$$r_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement (aciers HA $\psi_s = 1.5$)

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres $\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$r_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.84} = 0.207\text{Mpa}$$

$$\bar{r} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{Mpa}$$

$$r_{ser} < \bar{r} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Ancrage des armatures :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times r_u}$$

$$r_u = 0.6 \times T_S^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.80 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.218 \text{ cm}$$

$$L_s = 30 \text{ cm}$$

Espacement :

Armature principales :

$$St < \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St < \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

(Condition vérifiée)

Armature de répartition :

$$St < \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$St < \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

(Condition vérifiée)

VI.1.3.6. Vérification à L'ELS :**Calcul du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.241} = 26.8 \text{ cm}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c \text{ avec } \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_s = 26.8 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

VI.1.3.7. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \quad \text{Du tableau} \quad \beta_1 = 0.920$$

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0.92) = 0.24$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.24}{15(1-0.24)} = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.92 \times 80 \times 201} = 40.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K = 40.55 \times 0.021 = 0.852$$

$$\sigma_{bc} = 0.825 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

VI.1.3.8. Vérification des contraintes d'ouverture des fissurations dans l'acier :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \cdot \sqrt{f_{t28}} \right] = \min [266.67; 201.633]$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.92 \times 80 \times 201} = 40.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 40.55 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 266.67 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion :

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec $S_t = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition 4HA8 / ml, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

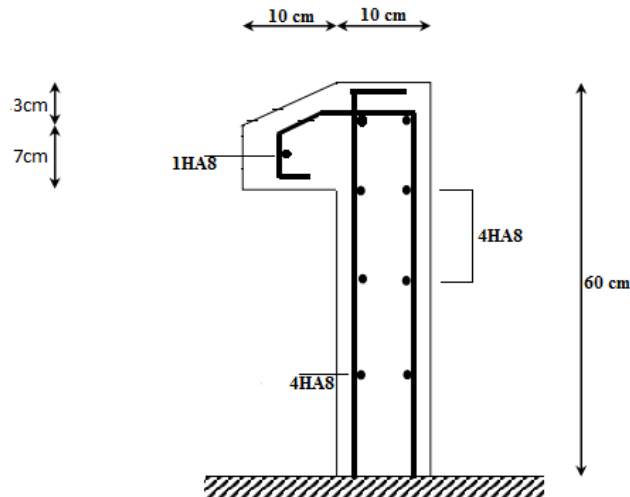


Figure VI.1-2 Ferrailage de l'acrotère.

VI.2. Étude des escaliers

VI.2.1. Introduction :

Un Escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. Il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

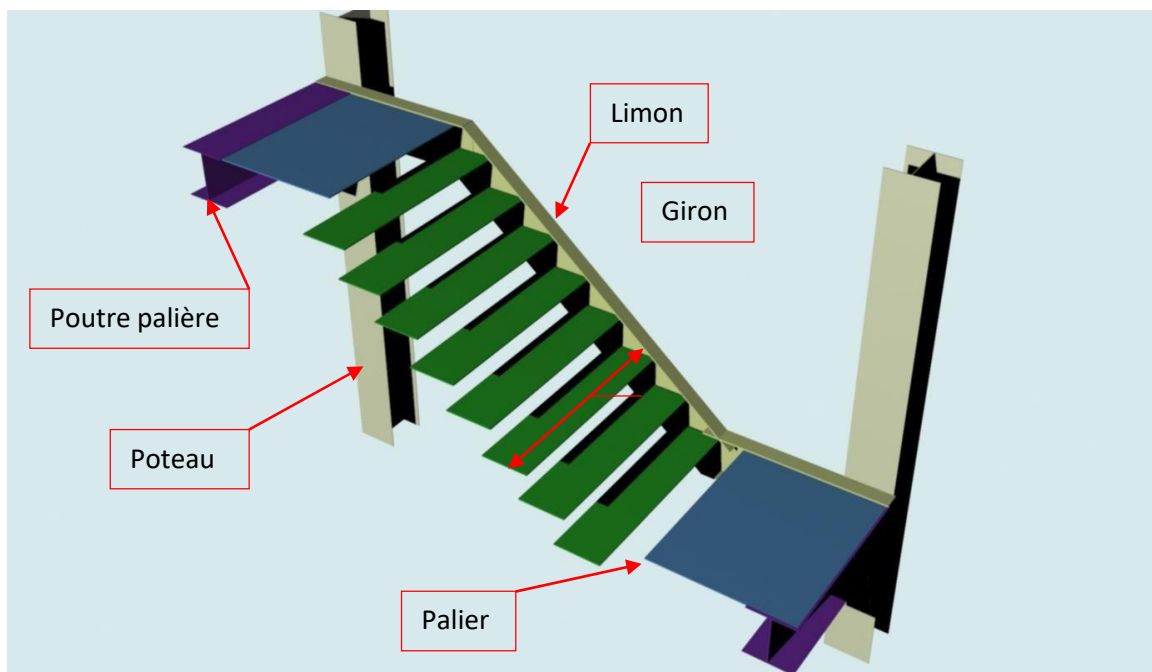


Figure VI.2-3 Vue d'un escalier

VI.2.2. Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Un palier : espace plat et spacieux qui marque un étage après une série de marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Une volée : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Un limon : élément incliné supportant les marches. Pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle. Le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.

Calcul du nombre de contremarches et de marches :

Pour avoir un escalier confortable, le dimensionnement des marches et des contremarches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$60 \leq g + 2h \leq 65$$

Contremarche: face verticale reliant, quand elle existe, deux marches successives.

Marche : surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

La hauteur de l'étage : $h = 3 \text{ m}$;

Les conditions que doivent satisfaire les marches et les contremarches sont les suivantes :

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

$$27 \leq G \leq 30 \text{ cm ; } 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm.}$$

(Formule de BLONDEL).

Avec :

h : Hauteur de la contremarche donnée par : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

g : Largeur de la marche (giron) donnée par : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

n : Nombre de contremarches.

H : Hauteur à franchir avec une volée.

Remarque : pour notre cas, la hauteur d'étage $H=3m$. Pour que la formule de BLONDEL soit vérifiée, nous utiliserons des hauteurs de contremarche différentes. La contremarche de départ sera égale $h=11cm$ et pour les autres, elles seront les mêmes avec $h=17cm$.

$$\text{Donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{300}{17} = 17(\text{contremarche}) + 1 (\text{contremarche de } 11cm)$$

$$\text{Avec : } n - 2 = 18 - 2 = 16 \text{ marches pour les deux volée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ volée : } 9 \text{ contres marches } \Rightarrow 8 \text{ marches} \\ 2^{\text{ème}} \text{ volée : } 9 \text{ contres marches } \Rightarrow 8 \text{ marches} \end{array} \right.$$

Volée1 :

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.47}{2.4} = 0.613 \Rightarrow \alpha = 31.51^\circ$$

La longueur de paillasse (limon) :

$$l = \frac{2.4}{\sin \alpha} = \frac{2.4}{\sin 31.51^\circ} = 4.59m$$

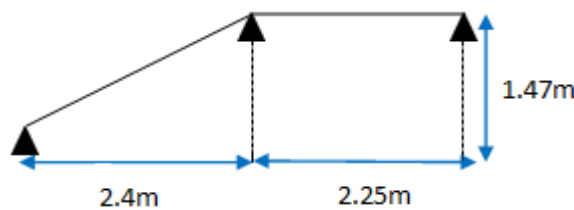


Figure VI.2-4 schéma de l'escalier droit.

Dimensionnement des éléments porteurs :

Supports des marches :

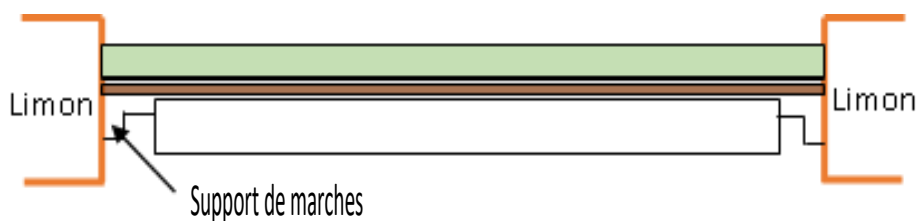


Figure VI.2-5 Disposition des cornières

Longueur de la marche : 2m

Largeur de la marche : 0.3m

Évaluation des charges et surcharge :

Charges permanentes :

Supports des marches..... =0.08 Kn/m

Tôle d'épaisseur 5mm.....=0.45 Kn/m²

Mortier de pose=0.4 Kn/m²

Revêtement carrelage=0.6 Kn/m²

$$G = (0.45 + 0.4 + 0.6) \times 0.3 + 0.08 = 0.515kn/m$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 0.3 = 0.75Kn/m$$

Les combinaisons de charge

ELS : $G_{TOTAL} + Q_{TOTAL} = 0.515 + 0.75 = \mathbf{1.265 KN/ml}$.

ELU : $1,35 \times G_{TOTAL} + 1,5 \times Q_{TOTAL} = 1,35 \times 0.515 + 1,5 \times 0.75 = \mathbf{1.82 KN/ml}$.

Pré dimensionnement des supports de marche :

$$f_{max} \leq \bar{f} \text{ Avec } \bar{f} = L/250=200/250=0.8cm \quad (\text{Plancher en général}).$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ Avec}$$

$$q_s = (G + Q) = (0.515+0.75) = 1.265 \text{ Kn/ m}$$

$$\frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1.265 \times 200^3 \times 250}{384 \times 2100000}$$

$$I_y \geq 15.69cm^4 \Rightarrow \text{On choisit la cornière } \mathbf{L50 \times 50 \times 8} \quad I_y = \mathbf{16.28 cm^4}$$

VI.2.2.1. Vérification a ELS :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 \Rightarrow$$

$$q_u = (1.35 \times 0.515 + 1.5 \times 0.75) = 1.82Kn/m$$

$$q_u = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{1.82 \times 2^2}{8} = 0.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma m_0} \times f_y = \frac{4.68 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

VI.2.2.2. Vérification au cisaillement :

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.82 \times 2}{2} = 1.82 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma m_0 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{7.41 \times 10^2 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 106.954 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

VI.2.3. Pré dimensionnement du Limon :

Évaluation des charges et surcharges :

Paillasse :

Cornier L50× 50 × 8=0.058kn/m

Tôle striée.....=0.45Kn/m²

Mortier de pose=0.4Kn/m²

Revêtement en carrelage=0.6kn/m²

Garde –corps.....= 1 kn/m

$$G_T = (0.45+0.4+0.6) \times 2 + 1 + 0.058 = 3.958 \text{ kn/m}$$

$$\text{Charge total par un limon : } G = \frac{G_T}{2} = \frac{3.958}{2} = 1.979 \text{ kn/m}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 2 = 5 \text{ kn/m}$$

$$\text{Charge total par un limon : } Q = \frac{Q}{2} = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ kn/m}$$

Palier :

Charge permanente :

Dalle en béton=2.5 Kn/m²

Tôle TN40= 0.11 Kn/m²

Revêtement en carrelage=0.6 Kn/m²

Mortier de pose=0.4 Kn/m²

$$G_T = (2.5+0.11+0.4+0.6) \times 2 = 7.22 \text{ Kn/m}$$

$$\text{Charge pour un seul limon : } G = (2.5+0.11+0.4+0.6) \times \frac{2}{2} = 3.61 \text{ kn/m}$$

Charge d'exploitation

$$Q = 2.5 \times 2 = 5 \text{ kn/m}$$

Charge total pour 1 limon $Q = 5/2 = 2.5 \text{ Kn/m}$

Calcul de la charge équivalente :

Charge permanente :

$$G_{eq} = \frac{1.979 \times 2.4 + 3.61 \times 2.25}{4.65} = 2.768 \text{ kn/m}$$

Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 2.5 \text{ kn/m}$$

Condition de la flèche

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = L/250 \text{ (Plancher en général).}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{Avec}$$

$$q_s = (G_{eq} + Q_{eq}) = (2.768+2.5) = 5.268 \text{ Kn/ m}$$

$$\frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 5.268 \times 465^3 \times 250}{384 \times 2100000}$$

$$I_y \geq 821.04 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{On adopte UPN 160 } I_y = 925 \text{ cm}^4$$

Tableau VI.2 :1 Caractéristiques d'UPN160

Profilé	Poids G (kg/m)	Section		Dimensions					Caractéristiques					
		A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)	WplY (cm ³)	WplZ (cm ³)	iY (cm)	iZ (cm)
UPN160	18.9	24	160	65	10.5	7.5	116	10.5	925	85.3	138	35.2	6.2	1.89

VI.2.3.1. Vérification à la flèche (poids propre inclut) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi :

$$P = 18.9 \text{ Kg/m} = 0.189 \text{ KN/m}$$

$$QELS = q + p = 5.268 + 0.189 = 5.457 \text{ KN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{465}{250} = 1.86m$$

$$\frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 5.457 \times 465^4}{384 \times 2100000 \times 925} = 1.71m < 1.86m \text{ (Condition vérifiée)}$$

VI.2.3.2. Vérification de la condition de résistance (ELU) :

Classe de profilé :

$$b = 65mm$$

$$c = b = 65mm$$

$$t_f = 10.5mm$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{65}{10.5} = 6.19 < 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$6.19 < 10\varepsilon \Rightarrow 6.19 < 10 \times 0.924 \Rightarrow 6.19 < 9.24$$

La semelle est de classe I.

Classe de l'âme :

$$d = 116 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{116}{7.5} = 15.47 < 72 \times \varepsilon \Rightarrow 15.47 < 72 \times 0.924 \Rightarrow 15.47 < 66.528$$

L'âme est de classe I

Donc le profilé **UPN160** est de classe **1**.

VI.2.3.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant)

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$G = G_t + p_p = 2.768 + 0.189 = 2.957 \text{ Kn/m}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \Rightarrow q_u = (1.35 \times 2.957 + 1.5 \times 2.5)$$

$$q_u = 7.742 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{7.742 \times 4.65^2}{8} = 20.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y = \frac{138 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = 34.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

VI.2.3.4. Vérification au cisaillement :

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7.742 \times 4.65}{2} = 18 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m_0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 24 \times 10^2 - (2 \times 65 \times 10.5) + (7.5 + 2 \times 10.5) \times 10.5$$

$$A_v = 1334.25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1334.25 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 192.582 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

VI.2.3.5.vérification de déversement :

Limon UPN(160) :

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$\nu = 0.3$ (Coefficients de poinçonnement)

$K = 1 \Rightarrow$ bi – articulé

$$C_1 = 1.132$$

$$G = \frac{210000}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ Mpa}$$

$$I_w = \frac{(h-t_f)^2}{4} \times I_z = \frac{(160-10.5)^2}{4} \times 85.3 \times 10^4$$

$$I_w = 476619.08 \times 10^4 \text{ mm}^6$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 210000 \times 85.3 \times 10}{4.65^2} \left(\sqrt{\frac{476619.08}{85.3} + \frac{4650^2 \times 80769.23 \times 7.39}{85.3 \times \pi^2 \times 210000}} \right)$$

$$M_{cr} = 2.59 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{(3.14)^2 \times 210000 \times 138 \times 10^3}{2.59 \times 10^{10}}} = 3.32$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\beta_A = 1 \Rightarrow$ classe 1

$$\bar{\lambda} = \frac{3.32}{86.388} \times (1)^{0.5} = 0.038$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{65} = 2.46 > 1.2 \\ t_f = 10.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.21 \text{ (courbe a (tableau 55.8 CCM97))}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.038 - 0.2) + 0.038^2] = 0.48$$

$$X = \frac{1}{0.48 + (0.48^2 - 0.038^2)^{0.5}} = 1$$

$$M_{plrd} = X \times \beta_A \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma m_0} = 1 \times 1 \times 138 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1} = 34.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 19.92 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 34.5 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{(condition verifier)}$$

Le profilé **UPN160** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, et la vérification du moment fléchissant, et la vérification au cisaillement, et la vérification au déversement.

VI.2.4. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière :

$$\begin{aligned} \text{ELU : } R &= (1.35 \times G_{eq} + 1.5 \times Q_{eq}) \times \frac{L}{2} \\ &= (1.35 \times 2.768 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{4.65}{2} \end{aligned}$$

$$R = 17.41 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times \frac{L}{2} = (2.768 + 2.5) \times \frac{4.65}{2}$$

$$R = 12.25 \text{ KN}$$

Charge de mur extérieur :

$$G_{mur} = 2.76 \times 1.47 = 4.06 \text{ kn/m}$$

Charge d'équivalente :

ELS :

$$\frac{4.R}{6} + G_{mur} = \frac{4 \times 12.25}{6} + 4.06 = 12.23 \text{ kn/m}$$

ELU :

$$\frac{4.R}{6} + 1.35 \cdot G_{mur} = \frac{4 \times 17.41}{6} + 1.35 \times 4.06 = 17.088 \text{ kn/m}$$

Pré dimensionnement de la poutre palière :

Condition de la flèche

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = L/250 \text{ (Plancher en général).}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{Avec}$$

$$\frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 12.23 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2100000}$$

$$I_y \geq 4094.87 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{On adopte IPE 270 } I_y = 5789.8 \text{ cm}^4$$

Tableau VI.2 :2 Caractéristiques d'IPE270

Profilé	Poids G (kg/m)	Section		Dimensions					Caractéristiques					
		A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (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	10.5	6.6	219.6	15	5789.8	204.81	484	97	11.23	3.02

VI.2.4.1. Vérification à la flèche (poids propre inclut) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi :

$$P = 36.1 \text{ Kg/m} = 0.361 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ELS} = q + p = 12.23 + 0.361 = 12.591 \text{ KN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 12.591 \times 600^4}{384 \times 2100000 \times 5789.8} = 1.75 \text{ cm} < 2.4 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

VI.2.4.2. Vérification de la condition de résistance (ELU) :

Classe de profilé :

$$b = 135 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = 67.5 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{67.5}{10.5} = 6.43 < 10\epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$6.43 < 10\epsilon \Rightarrow 6.43 < 10 \times 0.924 \Rightarrow 6.43 < 9.24$$

La semelle est de classe I.

Classe de l'âme :

$$d=219.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 6.6 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 < 72 \times \varepsilon \Rightarrow 33.27 < 72 \times 0.924 \Rightarrow 33.27 < 66.528$$

L'âme est de classe I

Donc le profilé **IPE270** est de classe **1**.

VI.2.4.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$q_u = 17.088 + (1.35 \times 0.361) = 17.58 \text{ kn/m}$$

$$q_u = 17.58 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{17.58 \times 6^2}{8} = \mathbf{79.11 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m_0}} \times f_y = \frac{484 \times 10^{-3}}{1.1} \times 275 = \mathbf{121 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} < M_{ply,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

VI.2.4.4. Vérification au cisaillement :

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17.58 \times 6}{2} = 52.74 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m_0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 45.9 \times 10^2 - (2 \times 135 \times 10.2) + (6.6 + 2 \times 15) \times 10.2$$

$$A_v = \mathbf{2209.32 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2209.32 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 318.89 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

VI.2.4.5. vérification de déversement :

Poutre palière (IPE270) :

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$\nu = 0.3$ (Coefficient de poinçonnement)

$K = 1 \Rightarrow$ bi – articulé

$$C_1 = 1.132$$

$$G = \frac{210000}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ Mpa}$$

$$I_w = \frac{(h-t_f)^2}{4} \times I_z = \frac{(270-10.2)^2}{4} \times 419.77 \times 10^4$$

$$I_w = 7083203.178 \times 10^4 \text{ mm}^6$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 210000 \times 419.77 \times 10^4}{6^2} \left(\sqrt{\frac{7083203.178}{419.77} + \frac{6000^2 \times 80769.23 \times 15.94}{419.77 \times \pi^2 \times 210000}} \right)$$

$$M_{cr} = 1.078 \times 10^{11} \text{ N.mm}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{(3.14)^2 \times 210000 \times 484 \times 10^3}{1.078 \times 10^{11}}} = 3.05$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0.5} \Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\beta_A = 1 \Rightarrow$ classe 1

$$\bar{\lambda} = \frac{3.05}{86.388} \times (1)^{0.5} = 0.035$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{H}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2 \\ t_f = 10.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0.21 \text{ (courbe C (tableau 55.8) CCM97)}$$

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.035 - 0.2) + 0.035^2] = 0.48$$

$$X = \frac{1}{0.48 + (0.48^2 - 0.035^2)^{0.5}} = 1$$

$$M_{plrd} = X \times \beta_A \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma m_0} = 1 \times 1 \times 484 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1} = 121 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 76.46 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 121 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, moment fléchissant, au cisaillement et au déversement.

VI.3.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons pré dimensionné deux éléments secondaires qui sont les escaliers et l'acrotère.

On a pré dimensionné les marches, le limon et la poutre palière dans la partie d'étude des escaliers. On a aussi évalué les charges appliquées sur l'acrotère en béton armé ainsi que le calcul et vérification du ferrailage.

Chapitre VII:

Étude des assemblages

VII.1. Introduction :

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composée d'un ensemble d'éléments barres (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature. Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important. On peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

Dans les ossatures des bâtiments métalliques, les éléments structuraux sont reliés par des assemblages. Suivant la nature des éléments assemblés, on distingue entre autres:

- Les assemblages poutre- poutre
- Les assemblages poutre- poteau
- Les assemblages de continuité
- Les assemblages dans un système en treillis « un nœud »
- Les assemblages poteau- fondation « pied de poteau »

VII.2.Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

VII.2.1.Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisée construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

VII.2.2. Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Le soudage à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion des pièces de métal à assembler.

VII.3.Calcul des assemblages :

VII.3.1.Assemblage Poteau – Poutre Principale (HEA 200 – IPE 450) :

L’assemblage fait par platine entre une poutre IPE330 et un poteau HEA160 avec un Epaisseur de $t = 10 \text{ mm}$

L’assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant, dont la combinaison la plus défavorable est : **G+Q+Ex**

$$M_{sd} = 184.57 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 152.91 \text{ KN.}$$

► Platine :

La platine est soudée sur la poutre et boulonnée au poteau. La platine choisie pour notre assemblage a les caractéristiques suivantes :

Hauteur de la platine : $h_{\text{platine}} \geq h_{\text{poutre}}$.

On prend $h_{\text{platine}} = 450 \text{ mm}$.

La longueur de la platine : $b_{\text{platine}} \geq b_{\text{poutre}}$.

On prend $b_{\text{platine}} = 190 \text{ mm}$.

Epaisseur de la platine : $t_{\text{platine}} = 10 \text{ mm}$

VII.3.1.1.dimensionnement des boulons :

► Choix des boulons :

Nous choisissons des boulons de diamètre 20 mm de classe HR 10.9

(D’après mémo Tech page81)

a-Pince longitudinale et transversale :

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

Minimal	Maximal	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm}$ $e_2 \geq 1,2d_0 = 26.4 \text{ mm}$	$e_1 \leq \min (150 \text{ mm} ; 12t_w) = 112 \text{ mm}$ $e_2 \leq \min (150 \text{ mm} ; 12t_w) = 112 \text{ mm}$	$e_1 = e_2 = 70 \text{ mm}$

b-Entraxe longitudinale et transversale des trous :

Minimal	Maximal	Pince adopté
$p_1 \geq 2,2d_0 = 48,4 \text{ mm}$ $p_2 \geq 3d_0 = 66 \text{ mm}$	$p_1 \leq \min (200 \text{ mm} ; 14t_w) = 131.6 \text{ mm}$ $p_2 \leq \min (200 \text{ mm} ; 14t_w) = 131.6 \text{ mm}$	$p_1 = 80 \text{ mm}$ $p_2 = 80 \text{ mm}$

► Nombre des boulons :

$$V_1 = \frac{V}{n} \leq f_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{f_p}{\gamma_{m_2}}$$

$$n \geq \frac{V}{f_s}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons M20 (HR10.9) $\Rightarrow A_s = 245 \text{ mm}^2$ et $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

$$F_p = 0.7 \times 1 \times 245 = 171.5 \text{ KN}$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans le béton.

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$.

A_s : L'aire de la section du boulon.

F_s : La résistance au glissement.

k_s : Le coefficient fonction de la dimension des trous (trou circulaire surdimensionné et
Trous oblongs $k_s = (0.85)$

m : Le nombre d'interfaces de fortement $m=1$

μ : Surface de classe C (nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec
enlèvement de toutes la plaque de rouille non adhérence..... $\mu = 0.3$)

$$\gamma_{m_2} = 1.25$$

Donc : $f_s = 0.85 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 34.99 \text{ Kn}$

$$V = 162.29 \text{ Kn}$$

$$n \geq \frac{162.29}{34.99} = 4.64 \Rightarrow n = 5 \text{ boulons}$$

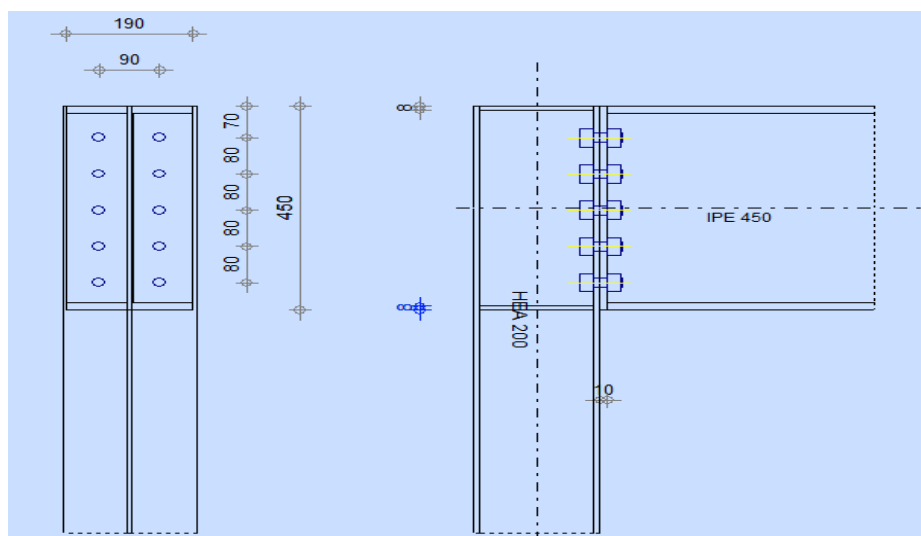


Figure VII.3-1 schéma assemblage poteau-poutre principale.

VII.3.1.2.Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les trois rangées supérieures de boulons.

$$N_i \leq n \times f_p \quad \Rightarrow N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : l'effort sollicitant sur les boulons

M_{sd} : le moment sollicitant sur les boulons

d_i : distance entre le point de rotation et l'axe du boulon n : le nombre de colonnes de boulon

F_p : l'effort précontraint

$$d_1 = 380 \text{ mm}$$

$$d_2 = 300 \text{ mm}$$

$$d_3 = 220 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 380^2 + 300^2 + 220^2 = 282800 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{184.57 \times 10^3 \times 380}{282800} = 248.007 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{184.57 \times 10^3 \times 300}{282800} = 195.79 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{184.57 \times 10^3 \times 220}{282800} = 143.58 \text{ KN}$$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne niveau (N1)

VII.3.1.3.Détermination de la section des boulons :

Il faut vérifier que : $N_i \leq n \times 0,7 \times A_s \times f_{ub}$

Avec $f_{ub} = 1000 \text{ MPA}$ (boulons HR 10.9)

$$A_s \geq \frac{N_i}{n \times 0,7 \times f_{ub}} \quad \Rightarrow A_s \geq \frac{248.007 \times 10^3}{2 \times 0,7 \times 1000} = 177.15 \text{ mm}^2$$

Pour les boulons M20 on a $A_s = 245 \text{ mm}^2$

VII.3.1.4. Vérification de la résistance de l'assemblage aux moments résistants :

La condition à vérifier : $M_R \geq M_{sd} = 184.57 \text{ KN.m}$

$$M_R = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 245 \times 1 = 171.5 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 171.5 \times 0.283}{0.38} = 255.44 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 255.44 \text{ KN.m} > M_{sd} = 188.47 \text{ KN.m} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

VII.3.1.5. Vérification de la résistance de l'assemblage aux efforts tranchants :

$$F_{v\ sd} \leq F_{s\ Rd} = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\gamma m_2}$$

$$F_{v\ sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{152.91}{10} = 15.29 \text{ KN}$$

$$F_{s\ Rd} = 0.85 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 34.99 \text{ Kn}$$

$$F_{v\ sd} = 15.29 \text{ KN} \leq F_{s\ Rd} = 34.99 \text{ Kn} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

VII.3.1.6. Vérification de la résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_t$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{184.57 \times 10^3}{450 - 14.6} = 423.91 \text{ Kn}$$

$$b_{eff} = P_2 = 80 \text{ mm}$$

$$F_t = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma m_0} = 275 \times 10^{-3} \times 6.5 \times \frac{174.6}{1.1} = 283.725 \text{ Kn}$$

$$F_t = 283.725 \text{ KN} < F_v = 432.87 \text{ KN} \quad \text{(condition non vérifiée)}$$

Remarque :

L'âme du poteau nécessite un raidisseur pour renforcer sa résistance à la traction, son épaisseur soit égale à l'épaisseur de l'âme de poteau $t_{raid} = 5 \text{ mm}$.

$$F_t = f_y \times (t_w + t_{raid}) \times \frac{b_{eff}}{\gamma m_0} = 275 \times 10^{-3} \times (6.5 + 5) \times \frac{174.6}{1.1} = 552.17 \text{ Kn}$$

$$F_v = 432.91 \text{ Kn} \leq F_t = 552.17 \text{ Kn} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

VII.3.1.7. Vérification de la résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_R$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_{wc}}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times 275 \times 450 \times \frac{6.5}{1.1} = 424.125 \text{ kn}$$

$$F_v = 423.91 \text{ Kn}$$

$$F_v = 423.91 \text{ KN} < V_R = 424.125 \text{ KN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

VII.3.1.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau à la compression :

On vérifie la compression sans raidissage : $F_c \leq F_{c,Rd}$

$$F_{c,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \left(1.25 - \left(0.5 \times \gamma_{M_0} \times \frac{\sigma_n}{235} \right) \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{M_0}}$$

t_{wc} : Épaisseur âme poteau (plus l'épaisseur de raidisseurs 18 mm)

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) = 14.6 + 2 \times 20 + 5(9.5 + 15)$$

$$b_{eff} = 177.1 \text{ mm}$$

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau.

t_p : Épaisseur platine

r_c : Rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{152.91 \times 10^3}{98.8 \times 10^2} + \frac{184.57 \times 10^6 \times 177.1}{33742.9 \times 10^4} = 112.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = 112.35 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa} \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

$$F_{c,Rd} = 275 \times (6 + 18) \times \left(1.25 - \left(0.5 \times 1.1 \times \frac{112.35}{275} \right) \right) \frac{177.1}{1.1} = 1089.48 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{184.57}{177.1 \times 10^{-3}} = 1042.18 \text{ KN}$$

$$F_c = 1042.18 \text{ KN} < F_{c,Rd} = 1089.48 \text{ KN} \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

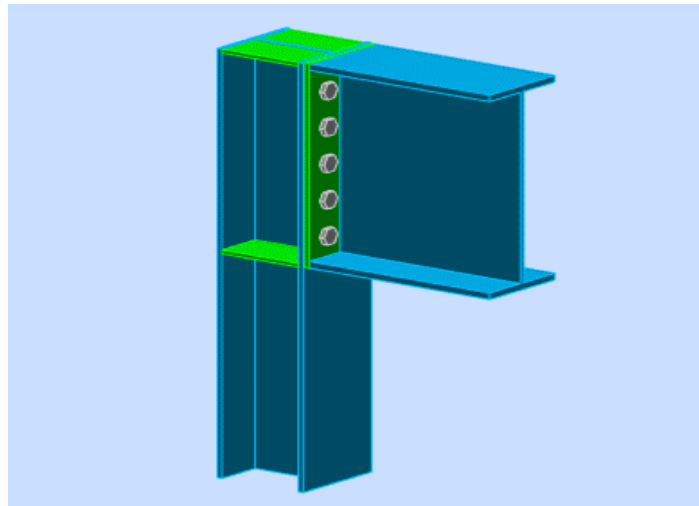
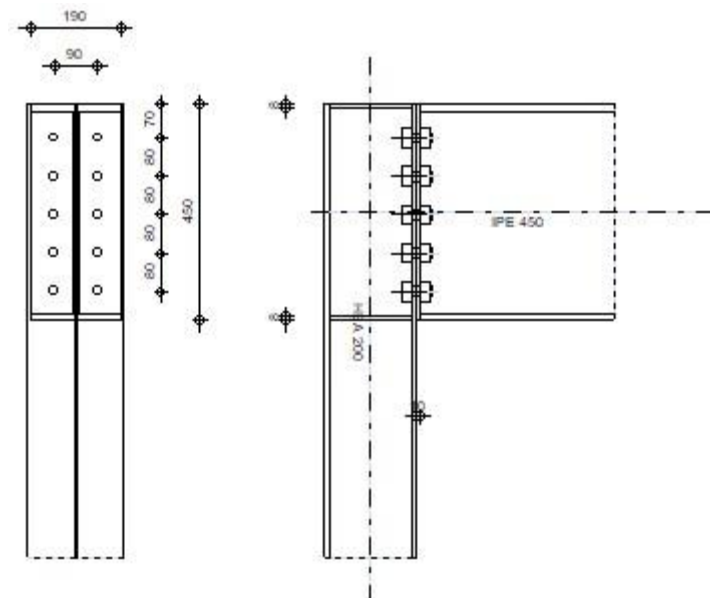


Figure VII.3-2assemblage poteau-poutre principale.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p>	
<p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p>		<p>Ratio 0,40</p>
<p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>		



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 8
 Barres de la structure: 4, 39

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 200	
Barre N°:	4	
$\alpha =$	-90,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	190	[mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	200	[mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	7	[mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	10	[mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18	[mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	53,83	[cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	3692,16	[cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28	
$f_{yc} =$	275,00	[MPa] Résistance

POUTRE

Profilé:	ipe 450	
Barre N°:	39	
$\alpha =$	0,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	450	[mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	190	[mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	15	[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	98,82	[cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	33742,90	[cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28	
$f_{yb} =$	275,00	[MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm] Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	211,68	[kN] Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90	[mm]
Entraxe $p_i =$	80;80;80;80	[mm]

PLATINE

$h_p =$	450	[mm] Hauteur de la platine
$b_p =$	190	[mm] Largeur de la platine
$t_p =$	10	[mm] Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28	
$f_{yp} =$	275,00	[MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	170	[mm] Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	97	[mm] Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER	
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	170	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	97	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER			
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas:	11:	1.35G+1.5Q	1*1.35+2*1.50
$M_{b1,Ed} =$	34,25	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	61,96	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	12,26	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	6,12	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-165,51	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-5,10	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-3,58	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-72,84	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	2717,55	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	50,84	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	807,26	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,08	< 1,00	vérifié	(0,08)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1701,79	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	467,99	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	1701,79	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	467,99	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 467,99$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 435$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 1074,86$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 34,25$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 6,12$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = -3,58$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 333$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 98,11$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 18,08$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 18,08$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 442$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 1,38$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 0,75$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 0,75$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 267,98$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,37 < 1,00$	vérifié	(0,37)
----------------------------------	---------------	---------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 7$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 206$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 18,08$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,76$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 53,00$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 15,48$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 644,89$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 134$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,86$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,89$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,28$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 614,34$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		
$F_{c,wc,Rd} = 614,34$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	27	-	55	-	80	172	184	172	184	166	135	135	135
2	27	-	55	-	80	172	178	172	178	160	80	80	80
3	27	-	55	-	80	172	178	172	178	160	80	80	80
4	27	-	55	-	80	172	178	172	178	160	80	80	80
5	27	-	55	-	80	172	194	172	194	166	145	145	145

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	32	-	50	-	80	203	203	203	203	182	147	147	147
2	32	-	50	-	80	203	192	192	192	160	80	80	80
3	32	-	50	-	80	203	192	192	192	160	80	80	80
4	32	-	50	-	80	203	192	192	192	160	80	80	80
5	32	-	50	-	80	203	192	192	192	182	136	136	136

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

F_{t,Rd} = 211,68 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 B_{p,Rd} = 183,22 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

N_{j,Rd} = Min (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})
 N_{j,Rd} = 1832,18 [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]
 N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} ≤ 1,0 0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

F_{t,Rd} = 211,68 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 B_{p,Rd} = 183,22 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction
 F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion
 F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction
 F_{t,fc,Rd} = Min (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) [6.2.6.4], [Tab.6.2]
 F_{t,wc,Rd} = ω b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]
 F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) [6.2.6.5], [Tab.6.2]
 F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	172,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 172,79$	172,79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 251,12$	251,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 172,79$	172,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 525,92$	525,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 366,44$	366,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 267,98$	267,98	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 614,34$	614,34	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1074,86$	1074,86	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	20,39	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 172,79$	172,79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 251,12$	251,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 163,08$	163,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 496,38$	496,38	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 366,44$	366,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 267,98 - 172,79$	95,19	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 614,34 - 172,79$	441,55	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1074,86 - 172,79$	902,07	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 216,33 - 172,79$	43,54	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 288,43 - 172,79$	115,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 193,18 - 172,79$	20,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 587,98 - 172,79$	415,19	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	67,94	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 172,79$	172,79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 251,12$	251,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 163,08$	163,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 496,38$	496,38	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 366,44$	366,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 267,98 - 193,18$	74,80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 614,34 - 193,18$	421,16	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1074,86 - 193,18$	881,68	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 160,88 - 20,39$	140,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 239,15 - 20,39$	218,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 296,76 - 193,18$	103,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 336,12 - 193,18$	142,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 135,88 - 20,39$	115,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 413,60 - 20,39$	393,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 261,12 - 193,18$	67,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 794,78 - 193,18$	601,60	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	6,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 172,79$	172,79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 251,12$	251,12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 163,08$	163,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 496,38$	496,38	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 366,44$	366,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 267,98 - 261,12$	6,86	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 614,34 - 261,12$	353,22	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1074,86 - 261,12$	813,74	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 160,88 - 67,94$	92,94	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 239,15 - 67,94$	171, 21	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 241,32 - 88,33$	152, 99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 305,82 - 88,33$	217, 49	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 377,20 - 261,12$	116, 09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 365,57 - 261,12$	104, 45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 135,88 - 67,94$	67, 94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 413,60 - 67,94$	345, 66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 203,83 - 88,33$	115, 50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 620,40 - 88,33$	532, 07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 329,06 - 261,12$	67, 94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1001,58 - 261,12$	740, 46	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0, 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 172,79$	172, 79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 251,12$	251, 12	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 163,08$	163, 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 496,38$	496, 38	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 366,44$	366, 44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 267,98 - 267,98$	0, 00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 614,34 - 267,98$	346, 36	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 1074,86 - 267,98$	806, 88	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 225,87 - 6,86$	219, 01	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 295,38 - 6,86$	288, 52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 306,30 - 74,80$	231, 50	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 340,38 - 74,80$	265, 58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 386,74 - 95,19$	291, 55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 368,25 - 95,19$	273, 06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 522,63 - 267,98$	254, 65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 394,76 - 267,98$	126, 78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 183,45 - 6,86$	176, 59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 558,39 - 6,86$	551, 53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 251,40 - 74,80$	176, 59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 765,19 - 74,80$	690, 39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 319,34 - 95,19$	224, 15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 971,99 - 95,19$	876, 80	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 444,57 - 267,98$	176, 59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1353,17 - 267,98$	1085, 19	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	373	172, 79	172, 79	251, 12	172, 79	525, 92	423, 36	366, 44
2	293	20, 39	172, 79	251, 12	163, 08	496, 38	423, 36	366, 44
3	213	67, 94	172, 79	251, 12	163, 08	496, 38	423, 36	366, 44
4	133	6, 86	172, 79	251, 12	163, 08	496, 38	423, 36	366, 44
5	53	-	172, 79	251, 12	163, 08	496, 38	423, 36	366, 44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 85,73 \text{ [kN*m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,40 < 1,00$ vérifié $(0,40)$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,99$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 180,05 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 211,68 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 155,86$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 147,27$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	423,36	0,00	172,79	69,04	69,04	311,73
2	423,36	0,00	20,39	8,15	8,15	311,73
3	423,36	0,00	67,94	27,15	27,15	311,73
4	423,36	0,00	6,86	2,74	2,74	311,73
5	423,36	0,00	0,00	0,00	0,00	311,73

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
 $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
 $F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $V_{j,Rd} = 1558,64$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]
 $V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 83,52$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 30,49$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 53,03$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 19146,12$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 25,92$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 23,96$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = 11,68$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $51,84 < 381,18$ **vérifié** (0,14)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $52,02 < 381,18$ **vérifié** (0,14)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $25,92 < 291,60$ **vérifié** (0,09)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
 $h_{head} = 14$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $h_{nut} = 20$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $L_b = 45$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $K_{10} = 9$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	9,99	284,86
1	373	4	6	4	1	4,57	170,38
2	293	2	4	2	1	2,19	64,05
3	213	2	4	2	1	1,59	33,83
4	133	2	4	2	1	0,99	13,17
5	53	4	6	4	1	0,65	3,44

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 285 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 18,08 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 285 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 2 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 24369,40 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 24369,40 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 94480,12 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5905,01 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,40
--	-------	------

VII.3.2.Assemblage -poutre principale solive (IPE450 – IPE 220) :

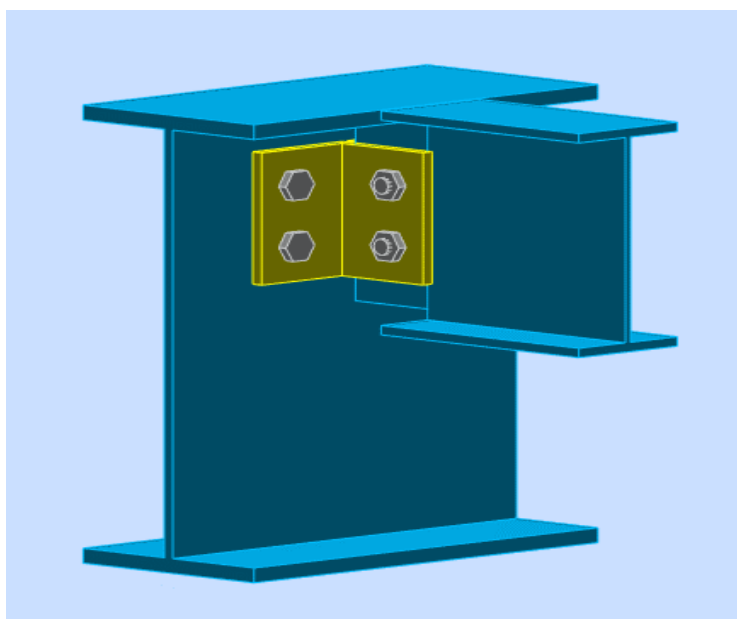


Figure VII.3-3 assemblage - poutre principale - solive.

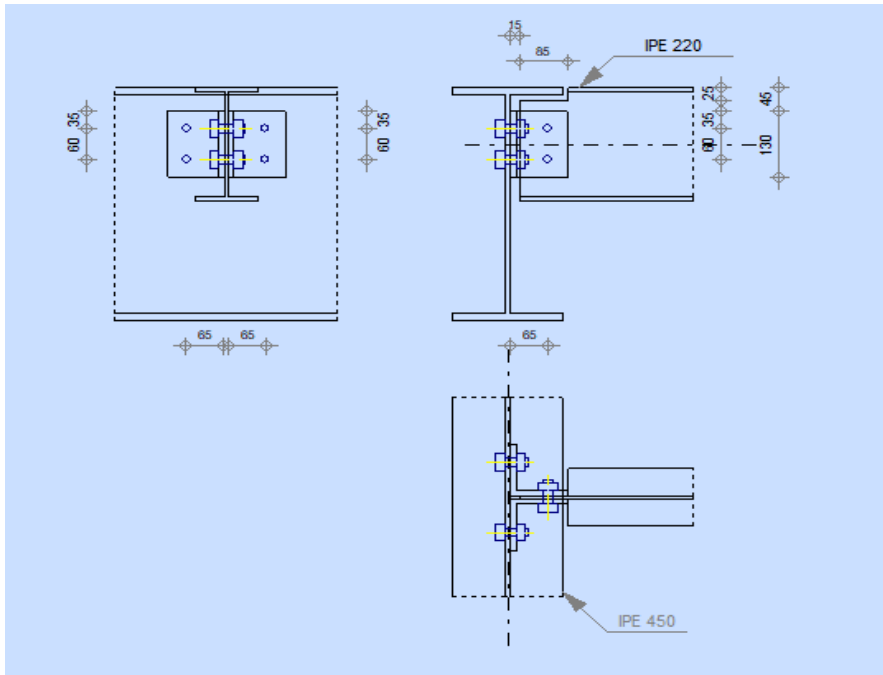
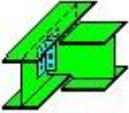

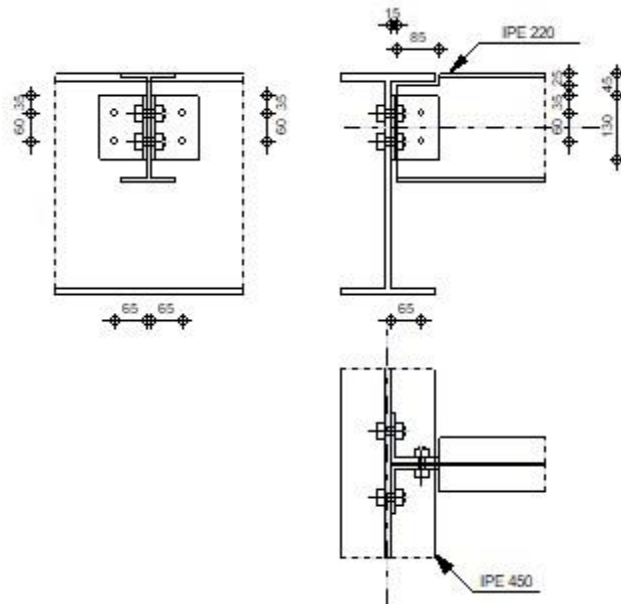


Figure VII.3-4 schéma assemblage -poutre principale - solive.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 47
 Barres de la structure: 39, 54

Assemblage N°: 3

GEOMETRIE**POUTRE PRINCIPALE**

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 39
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 450$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 190$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 21$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 220
 Barre N°: 54
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 33,37$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 2771,84$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 85$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10
 $h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	2		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	35	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	2		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	35	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 11: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

N _{b,Ed} =	-0,00	[kN]	Effort axial
V _{b,Ed} =	24,67	[kN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} =	0,01	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

F _{v,Rd} =	38,6	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	F _{v,Rd} =	0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
=	0]	boulon		
F _{t,Rd} =	45,2	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	F _{t,Rd} =	0.9*f _u *A _s /γ _{M2}
	2]			

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x					
k _{1x} =	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]		
k _{1x} > 0.0		2,50 > 0,00	vérifié		
α _{bx} =	0,99	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} =min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]		
α _{bx} > 0.0		0,99 > 0,00	vérifié		
F _{b,Rd1x} =	120,32	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1x} =	k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t/γ _{M2}

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 104,90$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 84,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 84,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 0,8$ [kN* 4 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 6,1$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 13,97$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 13,97$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 6,1$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 15,27$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 84,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 84,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 13,97 < 38,60$	vérifié	(0, 17)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 6,17 < 38,60$	vérifié	(0, 07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$15,27 < 38,60$	vérifié	(0, 40)

Traction des boulons

$e = 70$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 0,8$ [kN* 7 m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$	
$F_{t,Ed} = 14,45$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$14,45 < 45,22$	vérifié	(0, 32)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 15,27$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = 6 \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,62 < 1,00$	vérifié	(0, 62)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,2$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 = 1] boulon

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 70,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 65,84$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 168,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 168,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 70$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 1,7$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Nx} = 0,0$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 12,34$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 28,91$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x

$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,0$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z

$F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2)$

$F_{x,Ed} = 28,91$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 12,34$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 31,43$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 70,80$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$

$F_{Rdz} = 65,84$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$

$e = 70$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 28,91 < 70,80$	vérif ié	(0,41)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 12,34 < 65,84$	vérif ié	(0,19)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$31,43 < 77,21$	vérif ié	(0,41)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 6,80$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 150,08$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 12,34 < 150,08$	vérifié	(0,08)

POUTRE

$A_{nt} = 2,42$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,19$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 121,62$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 24,67 < 121,62$	vérifié	(0,20)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,50$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 4,70$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,65 < 0,85$		
$W_{net} = 27,22$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 7,48$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_o \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,87 < 7,48$	vérifié	(0,12)
$A_v = 13,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = I_a * t_{ra}$
$A_{v,net} = 9,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v * d_o$
$V_{pl,Rd} = 206,40$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 12,34 < 206,40$	vérifié	(0,06)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 5,75$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 4,69$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,73 < 0,85$		
$W_{net} = 34,95$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 9,61$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_o \leq M_{c,Rdnet}$	$ 1,73 < 9,61$	vérifié	(0,18)
$A_v = 11,51$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		
$A_{v,net} = 9,38$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v * d_o$

$A_v = 11,51$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$V_{pl,Rd} = 182,67$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 24,67 < 182,67$	vérifié (0,14)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,62
--	-------	------

VII.4. Conclusion :

Au niveau de ce chapitre nous avons procédé au calcul et vérifications des différents types d'assemblages (poteau – poutre ; poutre – solive) en respectant les conditions de résistance donnée par Eurocode 3 et CCM97.

Chapitre VIII:

Étude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, Palée...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VIII.2. Détermination des sollicitations :

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8G+Q$$

RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

$$\text{ELU} : 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

VIII.3.Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.

-La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas, on passe au radier général.

VIII.3.1.Type des fondations

Pour avoir le type de fondation, on doit comparer la surface total des fondations à celle de bâtiment, telle que :

$$S_{\text{fondation}} \leq 50\% S_{\text{bâtiment}}$$

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \implies S_f \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

S_f : La surface totale des fondations nécessaire pour le projet

N : effort normal transmis par l'ouvrage.

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 432m^2$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: La capacité portante du sol : 2 bars

$$S_f \geq \frac{628.14}{200}$$

$$S_f \geq 3.14m^2$$

$$S_{fT} = 3.14 \times 20 = 62.8m^2$$

$$\frac{S_{fT}}{S_{\text{bat}}} = \frac{62.8}{432} = 0.15 \implies S_f = 15\%S_{\text{bat}} < 50\%S_{\text{bat}}$$

On déduit que la surface totale des semelles ne dépasse pas **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment. Donc on opte pour une semelle isolé.

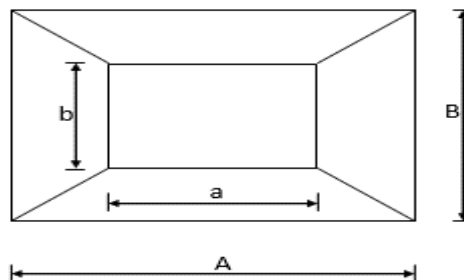


Figure VIII.3-1 Les dimensions de la semelle

VIII.3.2. Dimensionnement de la semelle :

Selon la Combinaison G+Q

$$N_{ser} = 628.14KN$$

$$M_{ser} = 0.75KN.m$$

Détermination de (A et B) :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 400mm \\ b = 400mm \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M \times Y}{I} \\ y = \frac{3}{4} \\ S = A \cdot B = A^2 \\ I = A \times \frac{A^3}{12} = \frac{A^4}{12} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A^2} + \frac{M \times \frac{3}{4}}{\frac{A^4}{12}} \Rightarrow 200 \geq \frac{628.14}{A^2} + \frac{6.75}{A^4} \Rightarrow 200A^4 \geq 628.14A^2 + 6.75$$

$$200A^4 - 628.14A^2 - 6.75 \geq 0 \Rightarrow X = A^2$$

$$200A^2 - 628.14A - 6.75 \geq 0 \Rightarrow X = 3.15m \text{ et } A = \sqrt{3.15} = 1.78m$$

$$A = B = 1.8m$$

Pour les semelles de dimensions A x B, la valeur des contraintes extrêmes est donnée par :

$$\sigma_{max} = \frac{N_s}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.75}{628.14} = 0.0012m$$

$$\sigma_{max} = \frac{628.14}{1.8 \times 1.8} \left(1 + \frac{6 \times 0.0012}{1.8} \right) = 194.65KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 194.65KN/m^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200KN/m^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Hauteur totale de la semelle :

$$d \geq \frac{180-40}{4} \Rightarrow d \geq 35\text{m on prend } d = 35\text{m}$$

$$h \geq \frac{A-a}{4} + 5 \Rightarrow h \geq 35 + 5 \Rightarrow h \geq 40\text{cm}$$

On prend **h=40cm**

VIII.3.3. Vérification de la stabilité :

Selon RPA 99/2003 : la combinaison à prendre en considération est 0.8G+Q :

$$N = 388.91\text{KN}$$

$$M = 0.43\text{KN.m}$$

Pour que la semelle reste stable, elle doit vérifier

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4} \quad \text{RPA2003(art 10.1.5)}$$

$$e = \frac{0.43}{388.91} = 0.0011\text{m}$$

$$\frac{A}{4} = \frac{1.8}{4} = 0.45\text{m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.0011\text{m} \leq \frac{A}{4} = 0.45\text{m} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Selon BAEL91 : La combinaison à prendre en considération est G+Q

$$N_{ser} = 628.14\text{KN}$$

$$M_{ser} = 0.75\text{KN.m}$$

Pour que la semelle reste stable, elle doit vérifier

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{6} \quad \text{RPA2003(art 10.1.5)}$$

$$e = \frac{0.75}{628.14} = 0.0012\text{m}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.3\text{m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.0012\text{m} \leq \frac{A}{6} = 0.3\text{m} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Poids de la semelle :

$$P_s = A \times B \times h \times \gamma_b = 1.8 \times 1.8 \times 0.4 \times 25 = 32.4\text{KN}$$

Effort normal total :

$$N_t = N + p_s = 628.14 + 32.4 = 660.54KN$$

VIII.3.4.Calcul de ferrailage :

(ELU) : Selon la combinaison 1.35G+1.5Q

$$N_u = 869.91KN$$

$$A_u = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$N'_u = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right) = 869.91 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0012}{1.8}\right) = 871.65KN$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83MPa$$

$$A_u = \frac{871.65 \times 10^3 (1800 - 400)}{8 \times 350 \times 347.83} = 12.53cm^2$$

(ELS) : Selon la combinaison G+Q

$$N_{ser} = 628.14KN$$

$$N'_{ser} = N_{ser} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right) = 628.14 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0011}{1.8}\right) = 629.29KN$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \cdot 400 = 266.67 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta} f_{t28} = 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1Mpa$$

$$\sigma_{st} = \min(266.67; 201.63) = 201.63Mpa$$

$$A_u = \frac{629.29 \times 10^3 (1800 - 400)}{8 \times 350 \times 201.63} = 15.61cm^2$$

Vérification de condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times A \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1800 \times 400 \times \frac{2.1}{400} = 8.69cm^2$$

On prend **8HA16** $\Rightarrow A_s = 16.08cm^2$

Avec un espacement : $S_t \leq \min(20cm; 15\emptyset)$

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15 \times 1.6\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

pour les deux dérection on prend un espacement de 20cm

Enrobage : 10cm

Dispositions constructives :

$$L_s > \frac{A}{4}$$

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \quad ; \tau_s = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot F_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.6}{4} \times \frac{400}{2.84} = 56.34\text{cm} \quad ; \frac{A}{4} = \frac{180}{4} = 45\text{cm}$$

$$L_s = 56.34\text{cm} > \frac{A}{4} = 45\text{cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

D'après le BAEL91, il faut prévoir des crochets d'ancrage. Donc : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

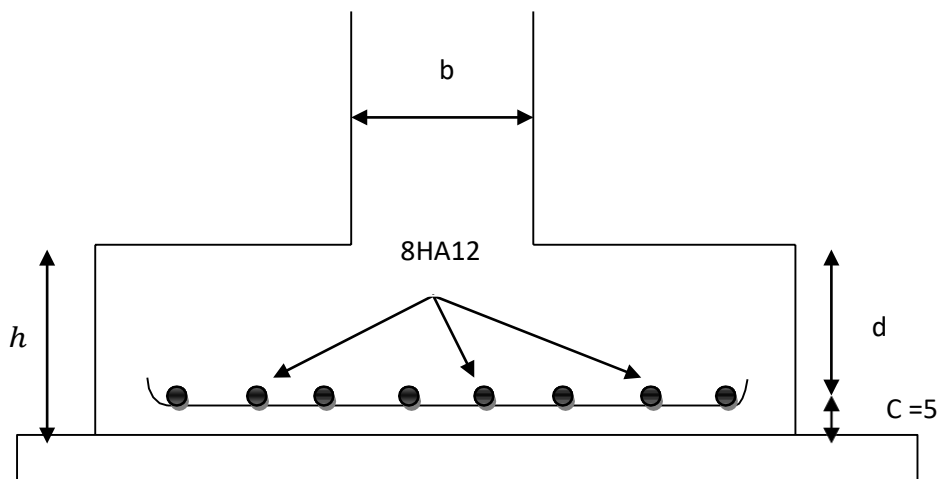


Figure VIII.3-2 Dimension des semelles et disposition constructive des armatures

VIII.4.Étude des longrines :

1. Définition :

Les longrines sont des poutres de chaînage horizontal servant à s'opposer au tassement différentiel et aux déplacements relatifs horizontaux des fonctions lors d'un séisme, elles permettent la bonne répartition et la transmission des efforts.

2. Calcul du ferrailage :

$$N = \frac{N_{sd}}{\alpha} > 20\text{KN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Pour ce cas : zone sismique **III** et catégorie de site **S3** $\Rightarrow \alpha = 10$

3. Calcul les armatures longitudinales :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (25 cm 30 cm) pour les sites de catégorie **S2** et **S3**. Pour notre cas, on optera pour des longrines de section

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

A ELU :

$$N = \frac{N_{sd}}{\alpha} = \frac{869.91}{10} = 86.991\text{mm}^2 > 20\text{KN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$A_u = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{86.991 \times 10^3}{347.83} = 2.5\text{cm}^2$$

A ELS :

$$N = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{628.14}{10} = 62.814\text{mm}^2 > 20\text{KN} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{62.814 \times 10^3}{201.63} = 3.12\text{cm}^2$$

4. Armatures minimales :

D'après RPA2003, le ferrailage doit être de la section totale

$$A_{\min} = 0.6\% \times (a \times b)$$

$$\text{Section des longrines : } S = (30 \times 40)\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% \times (30 \times 40) = 7.2\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min}; A_{min}; A_s) = 7.2\text{cm}^2$$

Donc on prend : **6HA14** $\Rightarrow A_s = 9.24\text{cm}^2$

Avec un espacement : $S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\emptyset)$

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15 \times 1.4\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

5. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23. b. h. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $A_s = 9.24cm^2$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.4. \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} = 9.24cm^2 \geq 1.449cm^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

6. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_{min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{min} \leq \left(\frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10}\right) \Rightarrow \phi_{min} \leq 11.42mm$$

on prend $\phi_t = 10mm$

7. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq \min(20cm; 15\phi)$$

$$S_t \leq \min(20cm; 15 \times 1cm) \Rightarrow S_t = 15cm$$

8. Schéma de ferrailage :

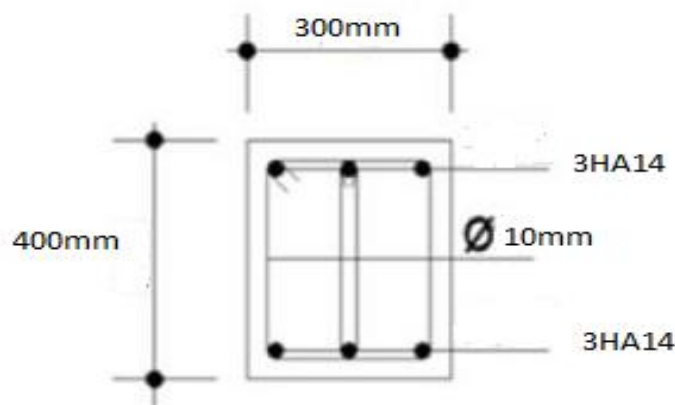


Figure VIII.4-3 Ferrailage de longrine

VIII.5.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé le type des fondations qu'on adopte pour notre structure ainsi que le dimensionnement et le calcul de ferrailage des semelles adoptées.

Conclusion générale :

Ce projet fin d'étude présente une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur. Il nous a permis d'élargir nos connaissances acquises le long de nos années de formation et de mieux comprendre le domaine de la construction métallique.

Cette expérience nous a permis aussi d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que les réglementations régissant ce domaine telles que l'Eurocode 3, CCM97, RNV99 version 2013, RPA99 v 2003...

La conception d'une structure repose sur le dimensionnement de chaque élément, assemblage et connexion en tenant compte des actions environnantes telles que les charges permanentes, surcharge d'exploitation, la neige, le vent et le séisme. L'analyse dynamique a permis de montrer l'impact de séisme sur la structure à l'aide du logiciel ROBOT.

Enfin, l'étude de ce projet a débuté par la conception de la structure en collaboration avec notre encadrant et puis discuter de tous les aspects reliés à cette conception.

Bibliographie

OUVRAGES :

- DTR.BC.2.44 Règles de conception et de calcul des Structures en acier « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES «RPA99/VERSION 2003».
- DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « version 2013».
- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- EUROCODE 3 : calcul des structures en acier.
- EUROCODE 4 : conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- DTR.C.2.47.2013 : document d'accompagnement exemples d'application.
- **Jean MOREL** : Calcul des structures métalliques selon L'EUROCODE3.
- **Lahlou DEHMANI** : Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3.

MÉMOIRES :

- Etude d'un bâtiment R+7 en charpente métallique à usage d'administratif et commercial à plancher mixte (Université Abderrahmane Mira – Béjaia).
- Etude d'un bâtiment R+2 en charpente métallique usage bureautique (Université Abderrahmane Mira-Béjaia).
- Etude d'un bâtiment (R+2) en construction métallique à usage administratif (Université Mouloud Mammri Tizi-Ouzou).

CHAPITRE 3

COEFFICIENT DYNAMIQUE

3.1. Définition et principes de détermination de 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.

D'une manière générale, le coefficient C_d peut être déterminé selon la procédure du paragraphe 3.3. Cependant, la valeur simplifiée du §3.2 peut être admise sous réserve de satisfaire les conditions qui y sont énoncées.

3.2 Valeur simplifiée

Une valeur conservatrice de $C_d=1$ peut être considérée dans les cas suivants:

- Bâtiments, dont la hauteur est inférieure à 15m ;
- Eléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à 5 Hz ;
- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent;
- Cheminée à section transversale circulaire dont la hauteur est inférieure à 60m et à 6.5 fois le diamètre

3.3. Formule générale

Dans les cas où le type de construction correspond à l'une des dispositions de la fig. 3.1, le coefficient C_d peut être déterminé en utilisant la procédure détaillée suivante basée sur l'expression :

$$C_d = \frac{1+2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1+7 \times I_v(z_{eq})} \quad (3.1)$$

Où :

- z_{eq} (en m) est la hauteur équivalente de la construction (Cf. fig. 3.1),
 - $I_v(z_{eq})$ est l'intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$, (Cf. § 2.4.6.)
 - Q^2 est la partie quasi-statique donnée en 3.3.1 ;
 - R^2 est la partie résonante donnée en 3.3.2 ;
 - g est le facteur de pointe donné en 3.3.3.
-

Annexes

4. FACTEURS DE SITE

4.1. Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,
- z_0 (en m), paramètre de rugosité,
- z_{min} (en m), hauteur minimale,
- ε , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d (cf. chapitre 3).

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Lorsqu'il subsiste un doute quant au choix entre deux catégories de terrain, il y a lieu de retenir celui pour lequel les valeurs des paramètres associés sont les plus défavorables (catégorie de terrain la plus faible dans l'échelle de I à IV).

4.2. Coefficient de rugosité

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

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \text{ pour } z < z_{min} \end{array} \right. \quad (2.15)$$

où :

- K_T est le facteur de terrain (tableau 2.4),
- z_0 (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4),
- z_{min} (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4),
- z (en m) est la hauteur considérée.

Annexes

ZONES DE VENT

Pour l'obtention des zones de vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Celle-ci est définie de la manière suivante :

La vitesse de référence du vent, V_{ref} , est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

Trois zones de vent ont été définies (zones I, II et III), et les valeurs correspondantes de la vitesse de référence qui ont servi à leur détermination sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Zone	V_{ref} (m/s)
I	25
II	28
III	31

Tableau A1.1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

ZONE I

AIN DEFLA	EL OUED	SETIF
AIN TEMOUCHENT	GUELMA	SIDI BEL ABBES
ALGER	ILLIZI	SKIKDA
ANNABA	IJEL	SOUK AHRAS
BATNA	KHENCHELA	TAMANGHASSET
BEDJAIA	MASCARA	TARF
BISKRA	MEDEA	TEBESSA
BLIDA	MILA	TISSEMSILT
BORDJ BOU ARIRIDJ	MOSTAGANEM	TIPAZA
BOUIRA	ORAN	TIZI OUZOU
BOUMERDES	OUM EL BOUAGUI	TLEMCEN
CHLEF	RELIZANE	
CONSTANTINE	SAIDA	

ZONE II

ADRAR	GHARDAIA	OUARGLA
BECHAR	M'SILA*	TIARET
EL BAYADH	NAAMA	TINDOUF

ZONE III

DJELFA
LAGHOUAT
M'SILA : communes de Ain El Malh, Djebel Messad et Slim.

* Communes autres que celles de la zone III

Annexes

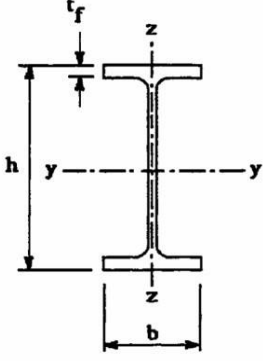
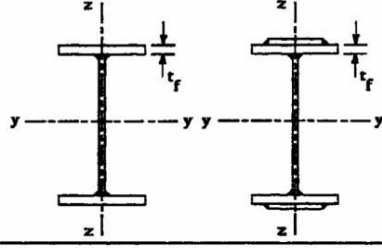
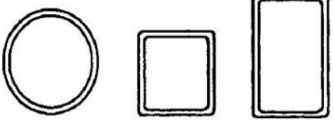
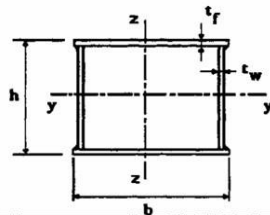

Tableau des armatures : Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexes



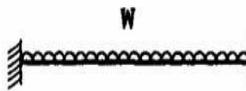


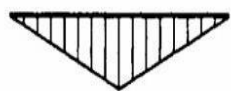
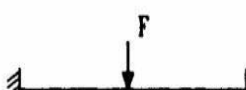

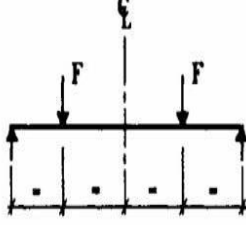

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexes

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<p style="text-align: center;">Sections en I laminées</p> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
<p style="text-align: center;">Sections en I soudées</p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<p style="text-align: center;">Sections creuses</p> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
<p style="text-align: center;">Caissons soudés</p> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<p style="text-align: center;">Sections en U, L, T et sections pleines</p> 		quel qu'il soit	c

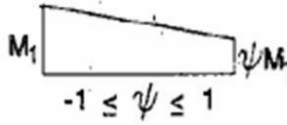
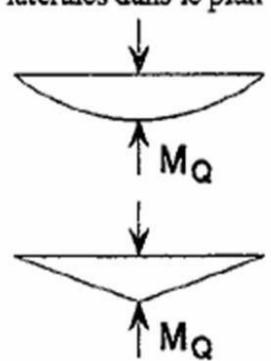
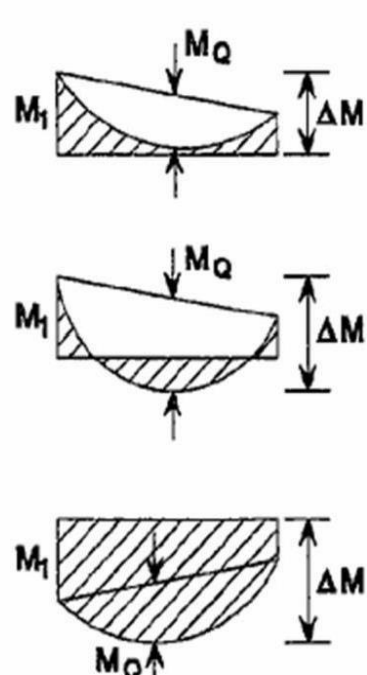
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexes

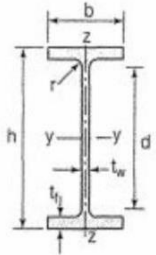
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Annexes

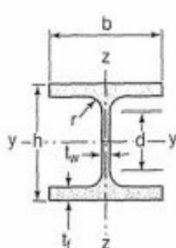
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

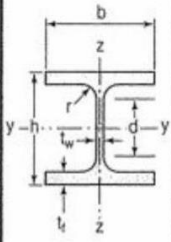
Annexes

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

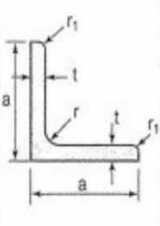
Annexes

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Annexes

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

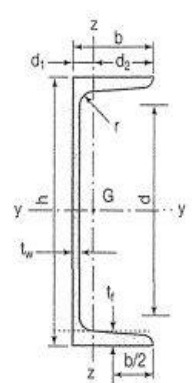
Annexes

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
									Axe yy = Axe zz			
		a	a	e	r	r ₁	P	A	d	$I_x = I_y$	$I_x/d_x = I_y/d_y$	$i_x = i_y$
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
	L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

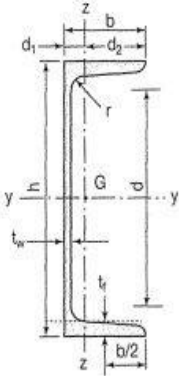
Annexes

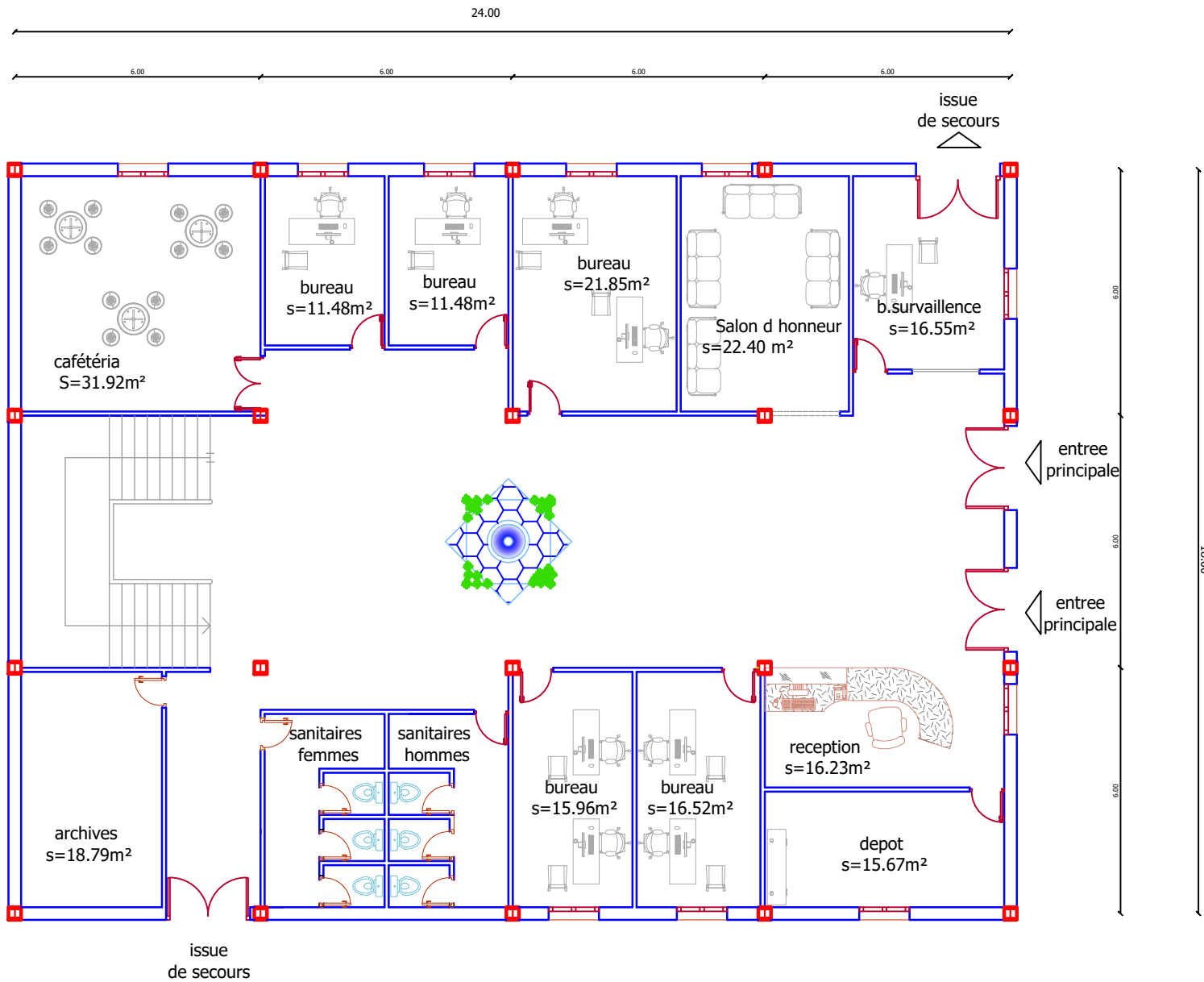
Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	Axe yy = Axe zz			
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)	L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
	L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
	L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
	L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
	L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
	L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
	L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
	L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
	L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
	L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
	L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
	L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
	L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
	L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
	L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
	L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
	L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
	L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
	L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
	L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
	L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
	L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
	L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
	L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
	L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
	L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
	L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
	L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
	L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
	L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

Annexes

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN									Inclinaison des ailes : $h \leq 300 : 8 \%$ $h > 300 : 5 \%$			
	Dimensions								Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
	Profils	h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
	UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Annexes

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210											
UPN (suite)											Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %	
	Profils		Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J	
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t		
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴		
	UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16	
	UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81	
	UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15	
	UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68	
	UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39	
	UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55	
	UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90	
	UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00	
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70		
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50		
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00		
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40		



vue en plan rdc



vue en plan 1er etage