

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER en Génie Civil**

Spécialité : Structures

Sujet

***ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE ADMINISTRATIF
R+4 EN CHARPENTE METALLIQUE***

Réalisé Par :

KARA SLIMANE Ghouti Riad

OTMANI Yassine

Soutenu à distance le 01 / 07 / 2021

Devant le jury composé de :

Pr. BENADLA Zahira

Président

Dr. MISSOUM Mohammed Abdelghani

Examineur

Pr. BOUMECHRA Nadir

Encadrant

Mr. AL SAMAWI Almoutaz Bellah

Encadrant

Année universitaire 2020-2021

REMERCIEMENTS

Nous remercions **ALLAH** , Le Tout Puissant de nous avoir donné la force et la volonté pour parachever ce mémoire de Master.

Notre plus grande gratitude va à nos encadreurs, Pr BOUMECHRA Nadir au niveau du département de Génie Civil Faculté de Technologie Université de Tlemcen et Mr ALSAMAWI Almotaz Bellah doctorant au niveau du département de Génie Civil Faculté de Technologie Université de Tlemcen, pour sa disponibilité et la confiance qu'il nous a donné. Nous aimerons le remercier pour ses précieux conseils qui nous ont permis de mener à bien ce travail.

Nous tenons à remercier Pr BENADLA Zahira, Professeur au niveau du département de Génie Civil Faculté de Technologie Université de Tlemcen, pour avoir bien voulu accepter de présider le jury de ce mémoire, ainsi que pour son aide et ses conseils durant nos études.

Nous exprimons notre profonde gratitude à Dr MISSOUM Mohammed Abdelghani, Docteur au niveau du département de Génie Civil Faculté de Technologie Université de Tlemcen, qui nous a fait l'honneur de bien vouloir examiner notre travail.

Notre reconnaissance et respects aussi envers l'ensemble de nos enseignants, en commençant par ceux de l'école primaire à ceux de la Faculté de Technologie de l'Université de Tlemcen (notamment le département de Génie Civil) qui ont semé en nous, chacun une graine de savoir dans l'optique de nous éclairer le mieux possible.

Enfin nous remercions toutes les personnes qui nous ont encouragé et contribué, de loin ou de près, pour l'élaboration de ce modeste travail.

DEDICACES (1)

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère,

En témoignage de son amour, patience, conseils, soutiens, disponibilité permanente et encouragements.

Qui m'a toujours poussé à donner le meilleur de moi-même,

La lumière de mes yeux et le bonheur de mon existence.

Mon père,

Qui a été le premier à m'encourager à aller si loin dans les études.

Qui m'a convaincu que le goût du travail, de la rigueur et de l'ambition.

Parce que tu m'avais toujours soutenu, j'ai voulu mener ce travail à terme pour que tu sois fier de moi.

Mon grand père,

Qui est et reste à ce jour un modèle pour moi depuis mon enfance

Mes chères grands-mères,

Avec toute ma tendresse.

Mes sœurs,

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines ainsi qu'à toute ma famille.

DEDICACES (2)

Merci ALLAH (mon DIEU) de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout de mon rêve.

Je dédie ce travail :

A celle qui m'a donné la vie, ma comblé d'amour d'affection et d'encouragement pour que je devienne l'homme que je suis aujourd'hui. A l'être le plus chère à mon cœur, ma mère.

A mon père qui m'a éclairé le chemin de ma vie par son grand soutien et son encouragement et les énormes sacrifices qu'il m'a consenti durant mes études et qui a toujours aimé me voir réussir.

Je les remercie pour tout ce qu'ils m'ont fait, et j'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

Leurs soutiens moral et matériel m'ont permis de réussir mes études.

Ce travail soit témoignage de ma reconnaissance et de mon amour sincère et fidèle.

Puisse DIEU, leur procurer santé, bonheur et longue vie

A mes deux sœurs Amina et la petite Assia, personnes qui me sont les plus proches.

A ma grand-mère ainsi que mes oncles, tantes, cousins et cousines et toute ma famille.

Sans oublier tous mes amis Salim et Younes et surtout mon binôme Ghouti Riad et toute sa famille.

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

Résumé :

Notre projet concerne l'étude de la structure d'un bâtiment R+4 en charpente métallique à usage administratif, situé dans la ville d'El Khroub (wilaya de Constantine).

Cette étude qui a pris en charge tous les aléas de l'ouvrage (bâtiment et environnement), à savoir les conditions climatiques (neige et vents) et le risque sismique, conformément aux normes en vigueur applicables en Algérie pour ce type d'ouvrages (CCM97, DTR BC2.2, RNV99 version 2013, RPA99 version 2003, BAEL91 révisé99, Eurocode 3 et Eurocode 4), a englobé les calculs allant de la partie haute du bâtiment jusqu'à son niveau bas en procédant à toutes les vérifications nécessaires pour la stabilité de l'ouvrage. A noter que la superstructure est composée de profilés métalliques (poteaux, poutres, solives) et d'un plancher mixte (tôle nervurée type cofrastra 40 avec connecteurs et dalle en béton armé) et que l'infrastructure est composée d'un radier général (fondations superficielles) en béton armé avec nervures.

Mots clés: structure, bâtiment R+4, charpente métallique, plancher mixte.

Abstract :

Our project concerns a structure's study of an 5 floors steel structure building in metal frame for administrative use, located in El Khroub city (wilaya of Constantine).

This study which took into account all this construction hazards (building and environment), namely the climatic conditions (snow and winds) and the seismic risk, in accordance with current standards applicable in Algeria for this type of constructions (CCM97, DTR BC2.2, RNV99 version 2013, RPA99 version 2003, BAEL91 revised99, Eurocode 3 and Eurocode 4), included calculations from upper part's of the building to its low level, undergoing all necessary stability's checks of the structure. Note that the upperstructure is made up of metallic structural elements (columns, beams, joists) and a mixed floor (ribbed sheet cofrastra 40 type with connectors and reinforced concrete slab) and that the lowerstructure is composed of general base (superficial foundations) in reinforced concrete with ribs.

Keywords: structure, 5 floors building, metal frame, steel structure elements, mixed floor.

ملخص :

يتعلق مشروعنا بدراسة هيكل مبنى ط+4 ذي إطار معدني يستخدم لغرض إداري ، يقع في مدينة الخروب (ولاية قسنطينة).

تولت هذه الدراسة جميع مخاطر المنشأة (البنية والمحيط) ، المتمثلة في الظروف المناخية (تلوج ورياح) و الزلازل و هذا وفقاً للمعايير المعمول بها في الجزائر لهذا النوع من المنشآت (ح.ب.م 97 ، و.ب.ت / ب س 2.2 ، ن.ث.ر / طبعة 2013 ، ن.ز.ج.99 / طبعة 2003 ، خ م ح ح 91 / مراجع 99 ، أوروكود 3 و أوروكود 4) ، فشملت الحسابات ابتداءً من الجزء العلوي للمبنى إلى مستواه المنخفض ، مع إجراء جميع التحقيقات اللازمة لاستقرار المنشأة. للذكر فإن الهيكل العلوي يتكون من قضبان معدنية (أعمدة ، عوارض ، روافد) وأرضية مختلطة (صفيحة معدنية مضلعة طراز كوفراسطرا 40 مع موصلات وبلاطة خرسانية مسلحة) أما البنية التحتية فتتكون من قاعدة عامة (أساسات سطحية) من الخرسانة المسلحة ذات الأضلاع.

الكلمات المفتاحية: هيكل ، مبنى ط+4 ، هيكل معدني ، أرضية مختلطة .

Sommaire

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : GENERALITES ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE	2
I.1. Présentation du Projet :.....	2
I.2. Données Géométriques :.....	4
I.3. Données concernant le site :.....	4
I.4. Caractéristiques Structurales :	5
I.5. Règlements techniques :.....	7
I.6. Logiciels utilisés :.....	7
I.7. Matériaux utilisés :	7
I.7.1. Acier :.....	7
I.7.2. Béton :	8
I.8. Assemblages:.....	8
CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS	9
II.1. Introduction :.....	9
II.2. Charges permanentes G :.....	9
II.2.1. Plancher étage courant :.....	9
II.2.2. Plancher terrasse accessible :.....	9
II.2.3. Plancher terrasse inaccessible :.....	10
II.2.4. Escaliers :.....	10
II.2.5. Garde-corps (l'acrotère) :.....	10
II.3. Surcharges d'exploitations Q :.....	10
II.4. Effets climatiques :.....	11
II.4.1. Action de la neige :.....	11
II.4.2. Effet du vent :	11
II.5. Conclusion :.....	18
CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	19
III.1. Introduction :.....	19
III.2. Prédimensionnement des solives :.....	19
III.2.1. Solives du plancher étage courant	19

III.2.2. Solives de l'escalier :.....	20
III.3. Poutres principales :	21
III.4. Poteaux :	22
III.5. Conclusion :	23
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE	24
IV.1. Introduction :	24
IV.2. Classification de l'ouvrage par le RPA99 version 2003 :.....	24
IV.3. Principe de la méthode modale spectrale :	24
IV.4. Analyse dynamique de la structure :.....	24
IV.4.1. Modélisation de la structure :	24
IV.4.2. Spectre de réponse de calcul :	25
IV.4.3. Calcul de la force sismique totale :	26
IV.5. Vérifications des résultats obtenus (Structure sans contreventements) :.....	28
IV.6. Vérifications des résultats obtenus (Structure avec contreventements) :	30
IV.7. Justification vis-à-vis a l'effet de (P- Δ) :.....	34
IV.8. Prise en compte de l'effet de torsion additionnelle:	35
IV.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	36
IV.10. Conclusion	37
CHAPITRE V : ANALYSE DE LA STRUCTURE	38
V.1. Introduction :.....	38
V.2. Les phases principales de modélisation par le logiciel « ROBOT »:.....	38
V.3. Résultats :.....	39
V.3.1. Poutre principale.....	39
V.3.2. Poteau	39
V.4. Conclusion :	46
CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX 47	
ET SECONDAIRES	47
VI.1. Introduction :	47
VI.2. Solives du plancher courant :.....	47
VI.3. Poutres principales :.....	48
VI.4. Poteaux :	50

VI.5. Vérification des contreventements :	53
VI.6. Etude des escaliers :	55
VI.6.1. Solive d'escalier	55
VI.5.2. Dimensionnement des escaliers :	56
VI.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs :	58
VI.5.4. Dimensionnement du support des marches:	58
VI.5.5. Limon de volée :	59
VI.5.6. Dimensionnement des poutres palières :	62
VI.6. Dimensionnement de l'acrotère.	65
VI.6.1. Calcul des sollicitations :	66
VI.6.2. Armatures des sollicitations :	67
VI.6.3. Armatures en flexion composée :	68
VI.1. Conclusion :	68
CHAPITRE VII : ETUDE DU PLANCHER MIXTE	69
VII.1. Introduction :	69
VII.2. Procédure de calcul :	69
VII.3. Phase de construction :	69
VII.4. Phase finale :	71
VII.4.1. Vérification de la section mixte (Dalle + solive)	71
VII.4.2. Vérification de la section mixte (Dalle + poutre principale)	75
VII.4.3. Vérification de la section mixte (Dalle + solive escalier)	80
VII.5. Conclusion :	84
CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES	85
VIII.1. Introduction :	85
VIII.2. Modes d'assemblage :	85
VIII.3. Calcul des assemblages :	86
VIII.3.1. Assemblage poutre-solive	86
VIII.3.2. Assemblage poteau-poutre	88
VIII.3.3. Assemblage poteaux-poteaux :	92
VIII.3.4. Assemblage des contreventements :	95
VIII.3.5. Calcul des pieds de poteaux :	98
VIII.3.6. Calcul des tiges d'ancrages :	101

VIII.3.7. Dimensionnement du fût :	104
VIII.4. Conclusion :	104
CHAPITRE IX : ETUDE DES FONDATIONS	105
IX.1.Introduction :	105
IX.2. Hypothèses de calcul:	105
IX.3. Définition d'un radier général:	105
IX.4. Pré dimensionnement du radier général:	105
IX.5. Vérifications nécessaires (au poinçonnement):	106
IX.6. Calcul de débordement D :	106
IX.7. Ferrailage du radier général :	107
IX.7.1. Ferrailage de la dalle:	107
IX.7.2. Vérification de la dalle à l'ELS:.....	109
IX.7.3. Calcul de l'espacement :	110
IX.7.4. Calcul du Ferrailage de la nervure:	110
IX.7.5. Calcul de l'espacement :	111
IX.7.6. Détermination des armatures transversales :.....	112
IX.8. Conclusion	112
CONCLUSION GENERALE	113
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	114
ANNEXES	115
Annexe (A) : Etude des assemblages	115
Annexe (B) : Rapport géotechnique	117
Annexe (C) : Etude des fondations	118

Liste Des Figures

Figure 1: Plan Rez de Chaussée	2
Figure 2: Plan 1 ^{er} étage.....	3
Figure 3: Plan 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	3
Figure 4: Plan 4 ^{ème} étage	4
Figure 5: Vue en 3D de la structure	5
Figure 6: Composition du plancher mixte collaborant.....	6
Figure 7: Façade principale	6
Figure 8: Schéma d'un boulon HR.....	8
Figure 9: Action du vent.....	13
Figure 10: Hauteur de référence.....	13
Figure 11: Division de la paroi verticale selon les directions du vent V1 et V3.....	15
Figure 12: Division de la paroi verticale selon les directions du vent V2 et V4.....	15
Figure 13: Disposition (en plan) des éléments de structure	19
Figure 14: Charges sur la poutre principale	21
Figure 15: Vue en plan du poteau le plus sollicité (poteau central du RDC).....	22
Figure 16: Spectres de réponse suivant le sens longitudinal x-x.....	25
Figure 17: Spectres de réponse suivant le sens transversal y-y.....	26
Figure 18: Mode de vibration 1	32
Figure 19: Mode de vibration 2.....	33
Figure 20: Mode de vibration 3.....	33
Figure 21: Ossature sans contreventement (en 3D)	40
Figure 22: Résultats des déplacements (avant contreventement).....	40
Figure 23: Résultats des périodes (avant contreventement).....	41
Figure 24: Ossature avec contreventement (en 3D)	41
Figure 25: Contreventement en V (suivant sens x-x).....	42
Figure 26: Contreventement en V (suivant sens y-y).....	42
Figure 27: Résultats des déplacements après contreventement	43
Figure 28: Résultats des périodes après contreventement.....	43
Figure 29: Résultats des sollicitations de contreventement	44
Figure 30: Poids de la structure de chaque niveau	44
Figure 31: Différence entre le centre de rigidité et le centre de gravité admissible 5%	44

Figure 32: Diagrammes des sollicitations (M , V & N) de la poutre principale	45
Figure 33: Diagrammes des sollicitations (M , N & V) du poteau le plus sollicité	45
Figure 34: Disposition (en plan) de l'escalier	57
Figure 35: Disposition (en coupe) de l'escalier	57
Figure 36: Schéma de la conception d'une marche	58
Figure 37: Schéma de ferrailage de l'acrotère	68
Figure 38: Coupe schématique de la tôle nervurée (cofrastra 40).....	70
Figure 39: Largeur de la dalle effective solive.....	71
Figure 40: Largeur de la dalle effective de la poutre principale	75
Figure 41: Largeur de la dalle effective solive escalier	81
Figure 42: schéma d'assemblage poutre solive (HEB360 - IPE220)	86
Figure 43: Connexions poutre-platine	88
Figure 44: Assemblage poutres - poteaux (HEB360- HEB400).....	90
Figure 45: Disposition des efforts dans les boulons.....	90
Figure 46: Assemblage poteaux – poteaux (HEB400- HEB400)	93
Figure 47: Assemblage de gousset soudé (1er type).....	95
Figure 48: Assemblage de gousset soudé (2ème type)	96
Figure 49: Contrainte de compression sur le béton.....	100
Figure 50: Assemblage soudé poteau –platine	103
Figure 51: Fût.....	104
Figure 52: Schéma d'un radier général	106
Figure 53: Ferrailage de la nervure du radier.....	112

Liste Des Tableaux :

Tableau 1: Caractéristiques des nuances d'acier	8
Tableau 2: Charges permanentes du plancher étage courant.....	9
Tableau 3: Charges permanentes du plancher terrasse accessible.....	9
Tableau 4: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	10
Tableau 5: Charges permanentes des escaliers.....	10
Tableau 6: Charges permanentes du garde-corps (l'acrotère).....	10
Tableau 7: Surcharges d'exploitations Q	10
Tableau 8: Coefficients de forme-toitures à un versant.....	11
Tableau 9: Cpe pour les parois verticales du bâtiment (objet de l'étude) suivant V1 et V3	15
Tableau 10: Cpe pour les parois verticales du bâtiment (objet de l'étude) suivant V2 et V4	16
Tableau 11: Détermination du coefficient dynamique Cd	17
Tableau 12: Valeurs des pressions du vent Fw1 (suivant V1 et V3).....	18
Tableau 13: Valeurs des pressions du vent Fw2 (suivant V2 et V4).....	18
Tableau 14: Descente des charges appliquées aux différents niveaux sur le poteau le plus sollicité....	23
Tableau 15: Valeur de la pénalité Pq selon le critère de qualité suivant les deux sens.	27
Tableau 16: Synthèse des valeurs.....	28
Tableau 17: Période et Pourcentage de participation de masse (structure sans contreventement).....	29
Tableau 18: Résultats des déplacements latéraux inter-étages (structure sans contreventement).....	30
Tableau 19: Période et Pourcentage de participation de masse (structure avec contreventement)	31
Tableau 20: Résultats des déplacements latéraux inter-étages (structure avec contreventement)	32
Tableau 21: Effet P- Δ suivant le sens x-x	34
Tableau 22: Effet P- Δ suivant le sens y-y	35
Tableau 23: Valeurs des moments de torsion.....	36
Tableau 24: Sollicitations de la poutre principale	39
Tableau 25: Sollicitations des poteaux	39
Tableau 26: Caractéristiques du profilé métallique HEB 400.....	51
Tableau 27: Caractéristiques du profilé métallique IPE 220.....	71
Tableau 28: Caractéristiques du profilé métallique HEB 360.....	75
Tableau 29: Caractéristiques du profilé métallique IPE 80.....	80
Tableau 30: Les différentes sollicitations au niveau des pieds de poteaux	99

Liste des Notations

ACTIONS :

G	Charge permanente ponctuelle
Q	Charge d'exploitation ponctuelle
S _n	Charge de neige normale
S _e	Charge de neige extrême
W _n	Charge de vent normale
W _e	Charge de vent extrême
P	Charge concentrée, en général
g	Charge permanente uniformément répartie
q	Charge d'exploitation uniformément répartie

SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/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,Cd}	Effort de précontrainte dans un boulon
M _{sd}	Moment sollicitant, en général
M _{el}	Moment élastique
M _{pl}	Moment plastique
M _{Rd}	Moment résistant
N _{sd}	Effort normal sollicitant, en général
N _{pl}	Effort normal de plastification
N _u	Effort normal ultime
V _{sd}	Effort tranchant sollicitant
V _{pl}	Effort tranchant de plastification
V _u	Effort tranchant ultime
f (ou δ)	Flèche d'une poutre
f _u	Contrainte de rupture d'une pièce
F _{yb}	Limite élastique du boulon
f _y	Limite d'élasticité d'un acier
ε (epsilon)	Déformation linéaire unitaire

σ (sigma)	Contrainte normale
σ_K	Contrainte critique
τ (tau)	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
τ_{cr}	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement
ν (nu)	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$)
Δ ou (delta)	Déplacement horizontal en tête de poteaux

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS :

a	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale
k_s	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
k_y et k_z	Coefficients de flambement flexion
k_τ	Coefficient de voilement par cisaillement
n	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
n	N / N_{pl} ou nombre de boulons
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
β_w	Facteur de corrélation (soudures)
ε (epsilon)	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
λ (lambda)	Élancement $\left[\lambda = \frac{l_k}{i} \right]$
λ_k	Élancement eulérien
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit
λ_{LT}	Élancement de déversement
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) contraintes	Coefficient de distribution de
γ (gamma)	Coefficient partiel de sécurité

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

A	Section brute d'une pièce
-----	---------------------------

A_{eff}	Section efficace d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_v	Aire de cisaillement
A_w	Section de l'âme d'une pièce

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Depuis son existence, l'homme a éprouvé un besoin vital pour s'abriter initialement dans des bâtisses archaïques utilisant les produits de la nature (cavernes, branches et troncs d'arbres, pierres, argile, terre...) vers des constructions plus somptueuses et pointues avec une nécessité de confort et de sécurité.

Cette notion de sécurité, qui s'est accentuée au fil du temps suite aux catastrophes naturelles enregistrées (tempêtes violentes (vents, pluies et neiges), séismes, crues de fleuves et cours d'eau...) , s'est étendue à tous les types de réalisations (habitat, équipements, châteaux d'eau, pylônes, voiries, ouvrages d'art, barrages hydrauliques, plates formes off shore ...) et ne cesse de connaître une remarquable évolution par l'utilisation de matériaux de constructions nouveaux et de plus en plus innovants et l'explosion de la technologie notamment la numérisation tout azimuts avec des logiciels de plus en plus performants.

Comparativement aux constructions traditionnelles (en pierre et en béton armé), les constructions métalliques n'ont pas connu en Algérie l'essor escompté malgré leurs avantages avérés, à savoir :

- Une industrialisation totale, à travers la préfabrication des ouvrages, permettant une facilité et rapidité d'exécution sur le site (montage par boulonnage et soudures).
- Les facilités de transport des éléments métalliques, depuis l'atelier de fabrication vers le lieu de construction, indépendamment de la distance à parcourir et ce vu leur légèreté.
- Les très grandes portées permettant de prévoir des espaces très vastes ainsi que la liberté dans l'aménagement (salles de sports par exemple) du fait de la résistance considérable de l'acier à la traction.
- La bonne tenue au séisme dû à la ductilité de l'acier.
- La possibilité et les facilités d'adaptation future dans la construction (réaménagements, extension en hauteur).

Quant aux inconvénients de l'acier que sont sa corrodabilité et sa faible résistance au feu, leurs traitements par des protections idoines s'avèrent nécessaires.

Afin de relancer ce type de construction dans notre pays et approfondir nos connaissances dans ce domaine, nous avons opté dans le cadre de notre projet de fin d'études, pour l'étude et le calcul de la structure métallique d'un bâtiment R+4 en tenant compte de tous les aléas naturels (vents et neige, séisme), de la réglementation et recommandations (notamment techniques) en vigueur et en utilisant l'outil informatique pour les calculs à travers le logiciel d'analyse structurelle «Robot Analysis Structural Professional» .

CHAPITRE I : GENERALITES ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation du Projet :

Notre projet de fin d'études concerne l'étude et le calcul de la structure d'un bâtiment R+4 en charpente métallique qui sera implanté dans la ville d'El Khroub (wilaya de Constantine).

Ce bâtiment à usage administratif, est de forme rectangulaire sur les quatre premiers niveaux (RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages). Le dernier niveau (4^{ème} étage) occupe seulement la partie arrière du bâtiment. Son aménagement est comme suit :

- **RDC** : un hall d'entrée, une salle principale, un show-room et des locaux annexes : pièce d'usine, local de stockage ainsi que des sanitaires (voir figure 1).

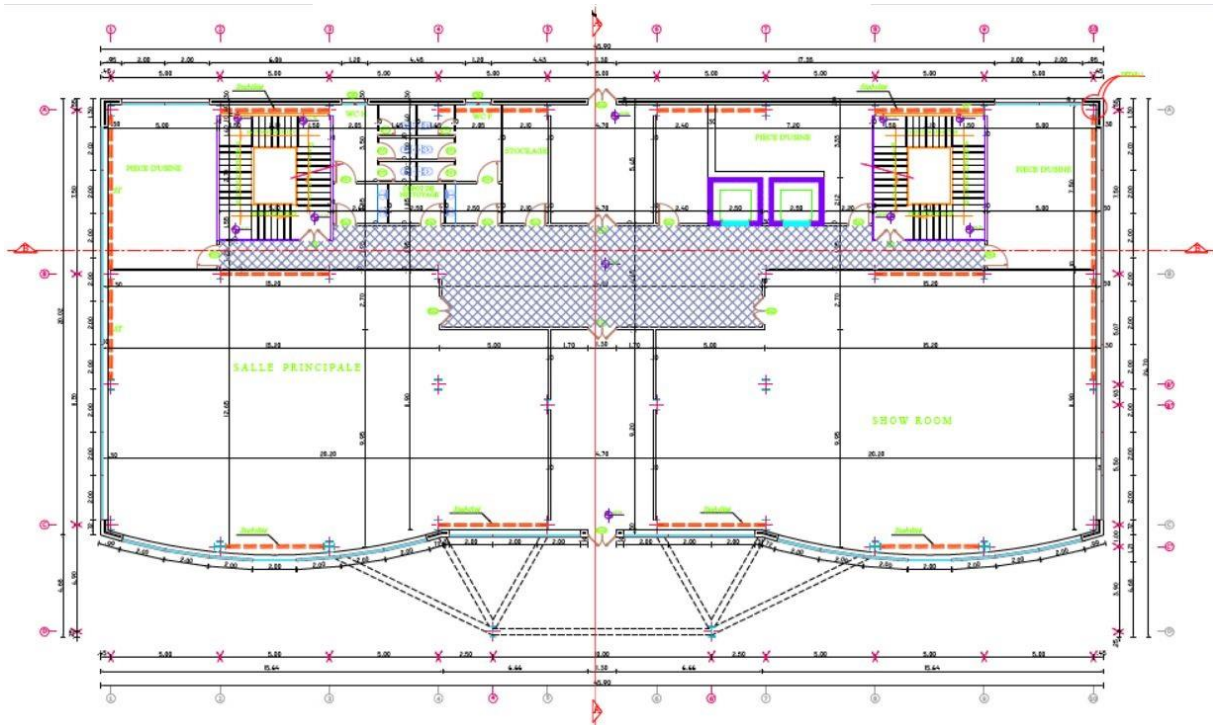


Figure 1: Plan Rez de Chaussée

- **1^{er} étage** : un open-space, deux grands bureaux, deux salles de conférences, deux kitchenettes et des locaux annexes : pièce d'usine, local de stockage ainsi que des sanitaires (voir figure 2).

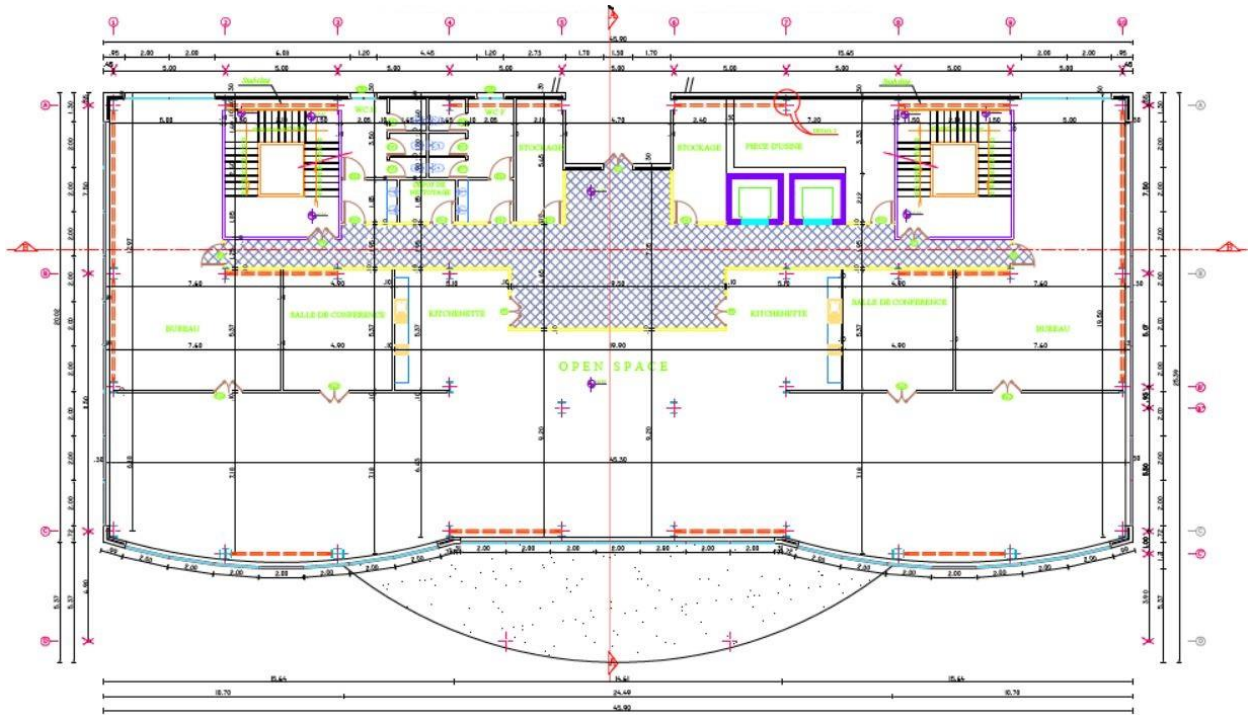


Figure 2: Plan 1^{er} étage

➤ 2^{ème} et 3^{ème} étages : ils présentent en plus, de l'aménagement du 1^{er} étage, une salle de réunion (voir figure 3).

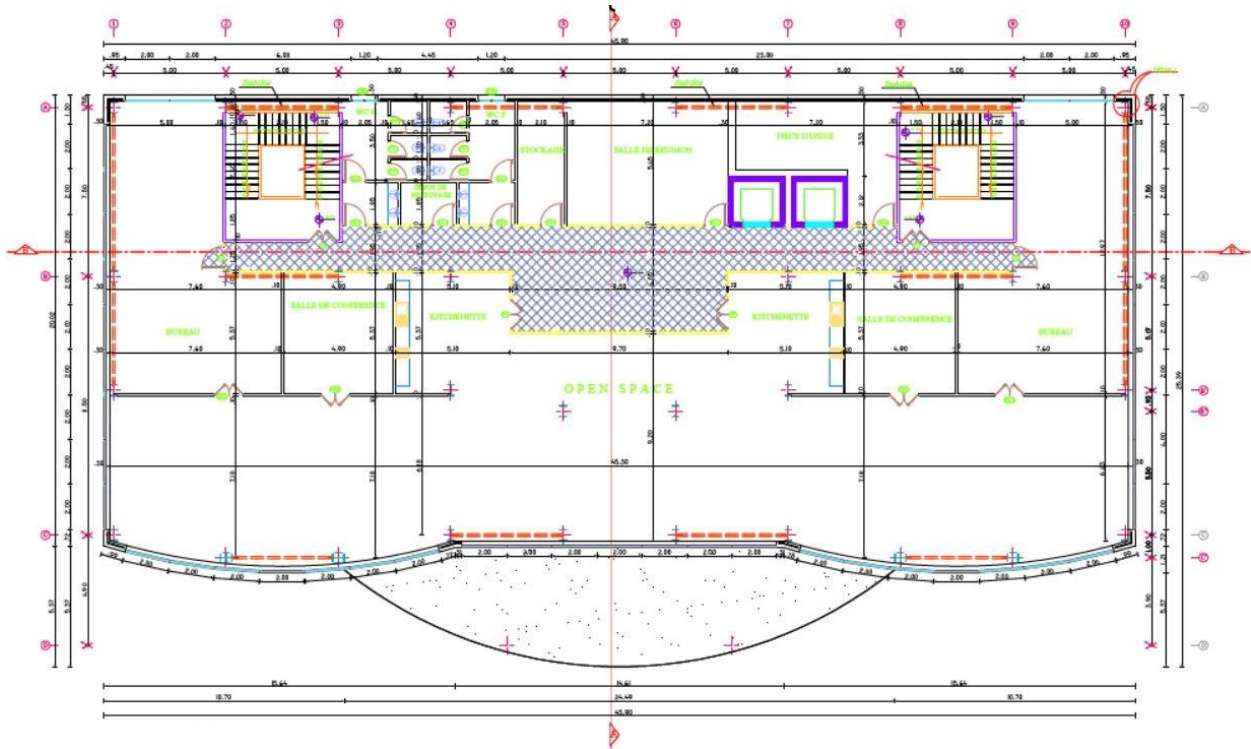


Figure 3: Plan 2^{ème} et 3^{ème} étages

- **4^{ème} étage** : on y trouve essentiellement des bureaux et des locaux annexes (pièce d'usine, local de stockage ainsi que des sanitaires), une terrasse accessible et une terrasse inaccessible (voir figure 4).

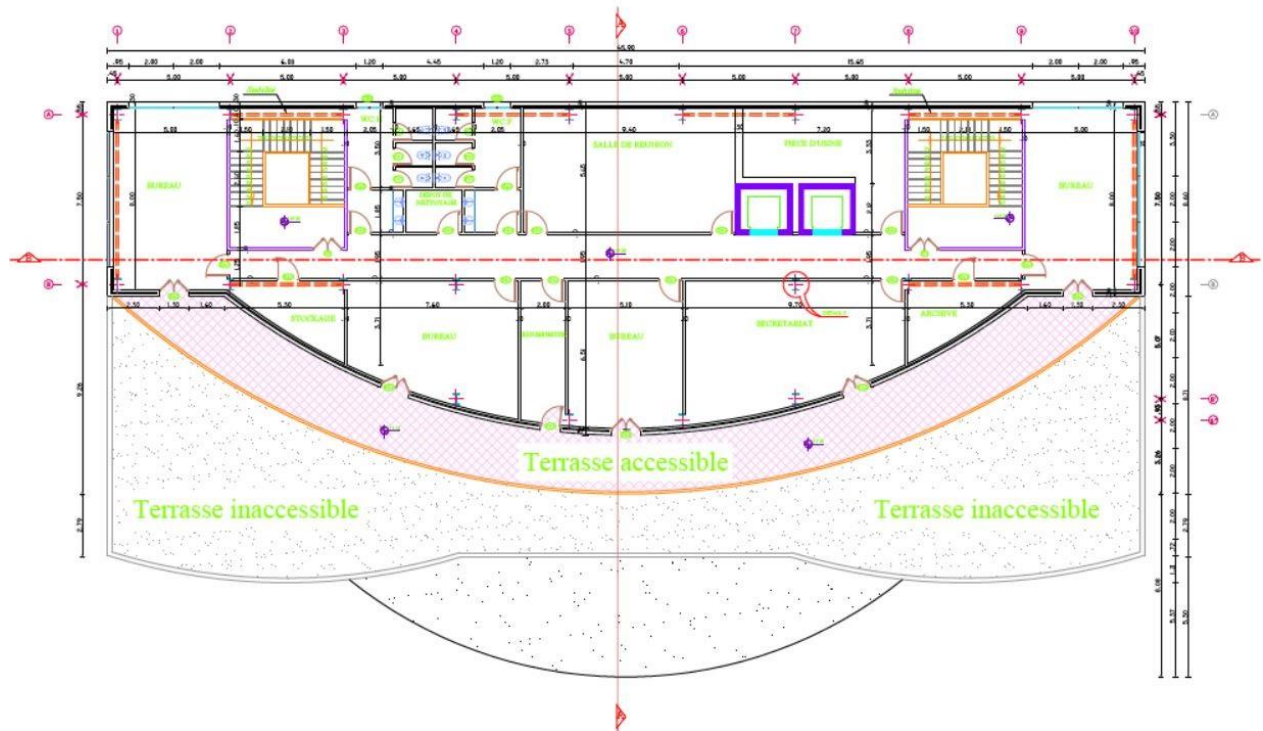


Figure 4: Plan 4^{ème} étage

I.2. Données Géométriques :

- Surface du bâtiment : 1 024,60 m²
- Longueur totale : 45,00 m
- Largeur totale : 25,39 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 6,00 m
- Hauteur des étages : 4,40 m
- Hauteur totale du bâtiment : 24,30 m

I.3. Données concernant le site :

- Altitude : 650 m
- Zone de neige : Zone A (Selon RNV99 - V2013)
- Zone du vent : Zone I (Selon RNV99 - V2013)
- Zone sismique : Zone II a (sismicité moyenne) (Selon RPA 99 - V2003)

I.4. Caractéristiques Structurales :

I.4.1. Ossature de la structure :

L'ossature de la structure est constituée de portiques (poteaux-poutres) métalliques auto-stables et un système de contreventement en (V) qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

Des solives métalliques, reliant les poutres, sont aussi prévues pour supporter le plancher et assurer une meilleure stabilité horizontale.

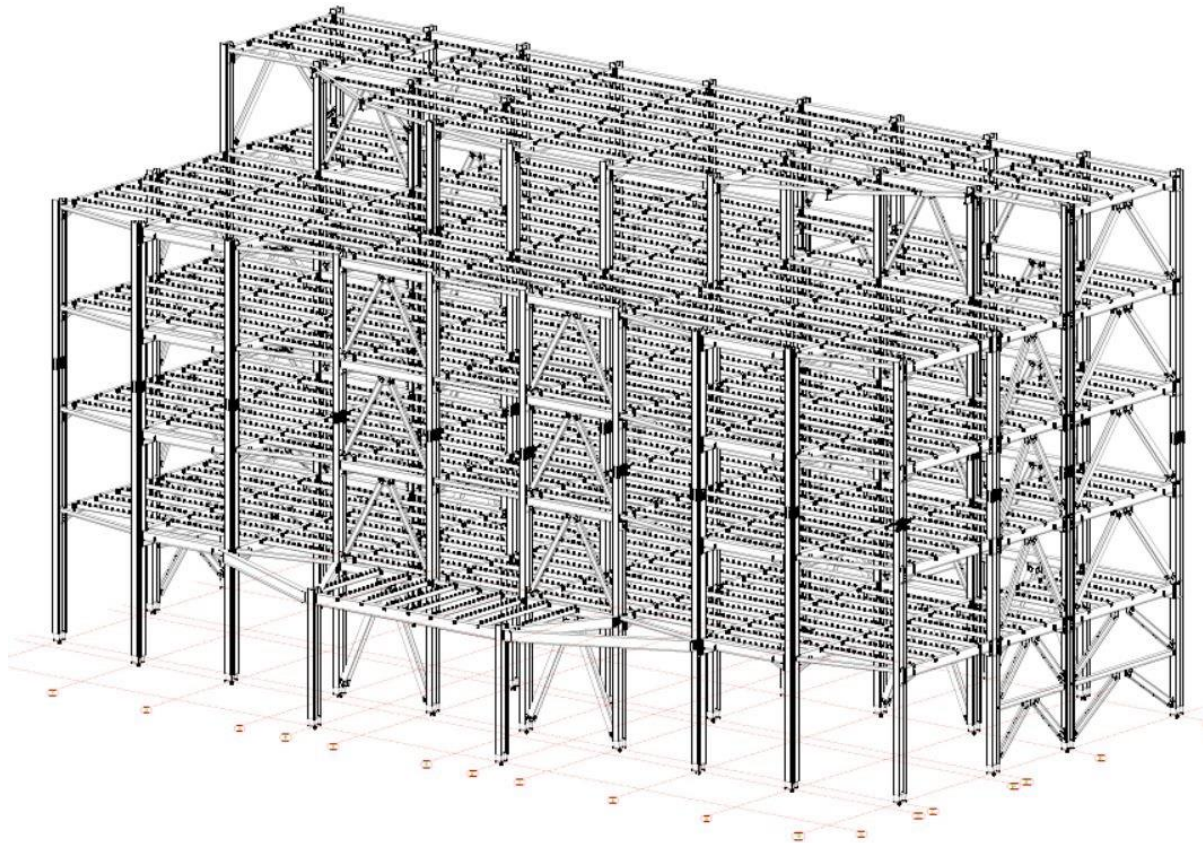


Figure 5: Vue en 3D de la structure

I.4.2. Plancher :

Le plancher est mixte avec dalle collaborant en béton armé d'une épaisseur de 10 cm et repose sur un coffrage perdu (tôle nervurée type Cofrastra 40) contenant des connecteurs (goujons) qui assurent la liaison de l'ensemble du plancher et évitent le glissement de la dalle pleine.

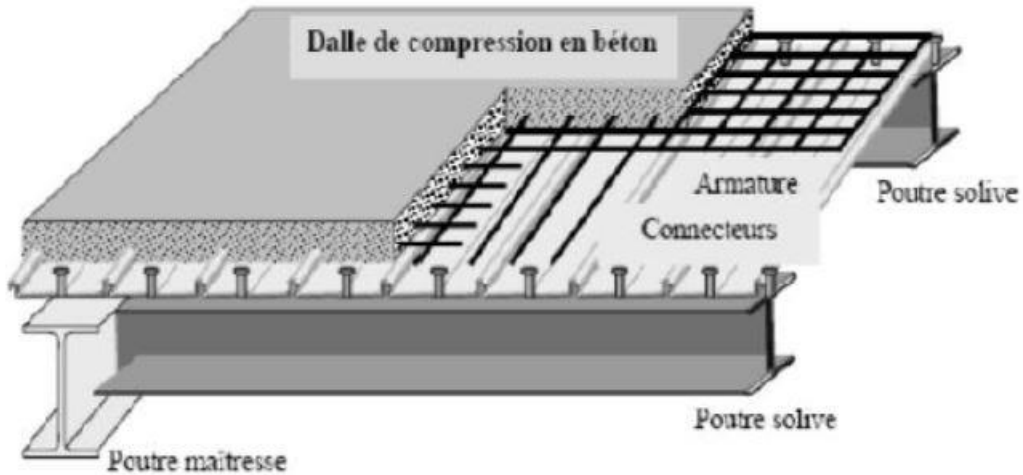


Figure 6: Composition du plancher mixte collaborant.

I.4.3. Contreventement :

Des palées de stabilité sont disposées en (V) au niveau des façades. Ils assurent la verticalité des poteaux, reprennent les efforts horizontaux dus aux séismes et aux vents et les transmettent au sol.

I.4.4. Façades :

Des murs rideaux sont prévus au niveau de la façade principale et de la façade postérieure assurant un double rôle : fonctionnel et esthétique.

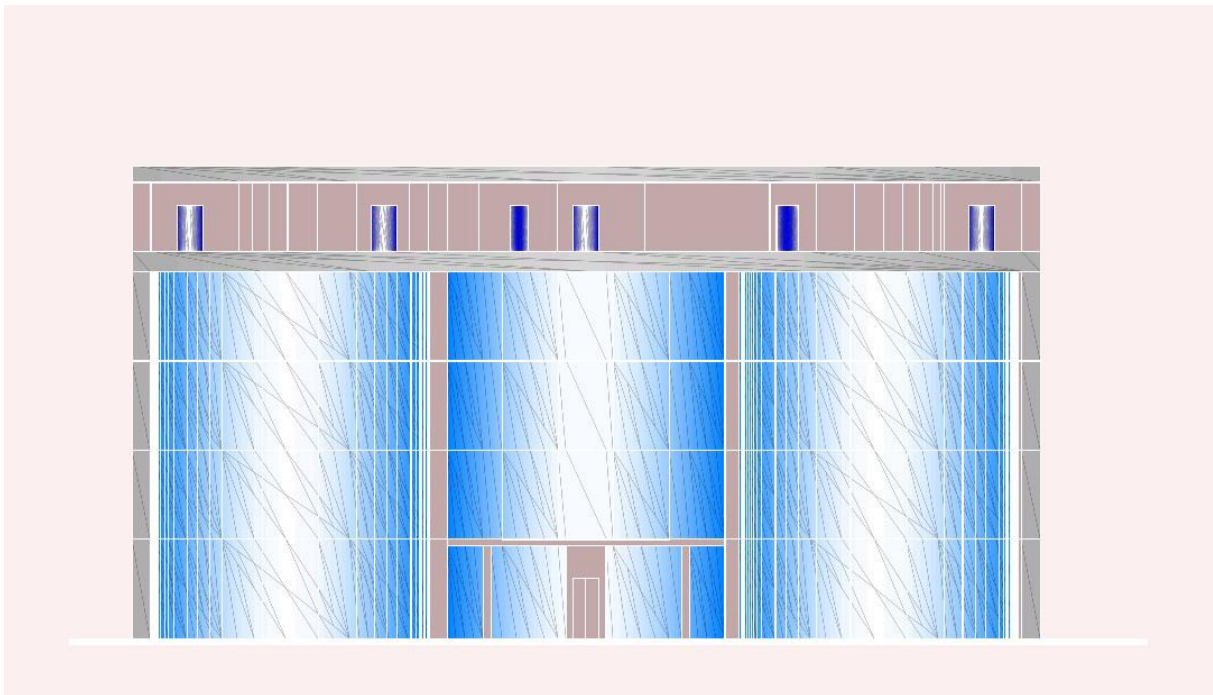


Figure 7: Façade principale

I.4.5. Escaliers :

Ce sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers de ce bâtiment sont en structure métallique et sont du type droit à trois volées avec deux paliers de repos avec des :

- Marches en tôle portées par un limon, revêtues avec mortier de pose et carrelage.
- Paliers de repos du type plancher mixte avec dalle collaborant.

I.5. 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.6. Logiciels utilisés :

- AUTODESK AutoCAD 2016 .
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

I.7. Matériaux utilisés :

I.7.1. Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant généralement pas 1% . Parmi ses avantages la résistance, la légèreté et la ductilité. Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- Limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- Module de Young : $E = 210\ 000$ MPa
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81\ 000$ MPa

Tableau 1: Caractéristiques des nuances d'acier

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	355	490

I.7.2. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction.

Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,06.f_{c28} + 0,5 = 2,1 \text{ MPA}$.

I.8. Assemblages:

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- Les boulons à haute résistance (HR).
- Le soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celle des nuances des aciers utilisés.

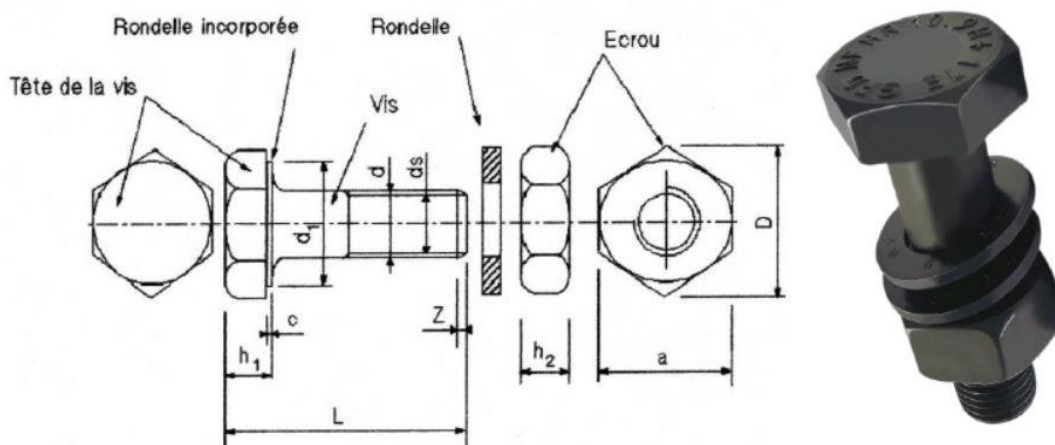


Figure 8: Schéma d'un boulon HR

CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS

II.1. Introduction :

Au niveau de ce chapitre, il s'agit de définir les différentes charges agissantes sur notre bâtiment (charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que les effets climatiques) et qui ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

A cet effet, nous procéderons d'abord aux calculs des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q et ce conformément aux normes fixant les valeurs de ces charges mentionnées au niveau du règlement technique DTR B.C2.2.

Ensuite, nous procéderons à l'étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent en se basant sur le règlement neige et vent dit RNV99 version 2013.

II.2. Charges permanentes G :

II.2.1. Plancher étage courant :

Tableau 2: Charges permanentes du plancher étage courant

Type	Charges permanentes (daN/m ²)
Revêtement en carrelage (ep =2 cm)	0,02 x 20 x 100 = 40
Mortier de pose (ep =2 cm)	0,02 x 18 x 100 = 36
Lit de sable (ep =2 cm)	0,02 x 17 x 100 = 34
Dalle de compression (ep =10 cm)	0,1 x 2500 =250
Tôle nervurée type cofrastra 40	11
Faux plafond en plâtre (ep =2 cm)	2 x 10 = 20
TOTAL	391

II.2.2. Plancher terrasse accessible :

Tableau 3: Charges permanentes du plancher terrasse accessible

Type	Charges permanentes (daN/m ²)
Asphalte coulé et béton bitumineux (ep = 5 cm)	0,05 x 2200 = 110
Etanchéité multicouche (ep = 2 cm)	12
Isolation thermique (blocs de liège : ep = 4cm)	,04 x 400 = 16
Dalle de compression (ep=10cm)	0,1 x 2500 = 250
Tôle nervurée type cofrastra 40	11
Faux plafond en plâtre (ep = 2 cm)	2 x 10 = 20
TOTAL	419

II.2.3. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 4: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Type	Charges permanentes (daN/m ²)
Gravillons de protection	$0,05 \times 2200 = 110$
Etanchéité multicouche (ep = 2 cm)	12
Isolation thermique (blocs de liège : ep = 4cm)	$0,04 \times 400 = 16$
Forme de pente (dalle flottante ep = 10 cm)	$0,1 \times 2500 = 250$
Dalle de compression (ep = 8cm)	$0,08 \times 2500 = 200$
Tôle nervurée type cofrastra 40	11
Faux plafond en plâtre (ep = 2 cm)	$2 \times 10 = 20$
TOTAL	419

II.2.4. Escaliers :

Tableau 5: Charges permanentes des escaliers

Type	Charges permanentes (daN/m ²)
Revêtement en carrelage (ep=2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Mortier de pose (ep=2 cm)	$0,02 \times 18 \times 100 = 36$
Lit de sable (ep=2 cm)	$0,02 \times 17 \times 100 = 34$
Dalle de compression (ep=10 cm)	$0,1 \times 2500 = 250$
Tôle nervurée type cofrastra 40	11
TOTAL	371

II.2.5. Garde-corps (l'acrotère) :

Tableau 6: Charges permanentes du garde-corps (l'acrotère)

Type	Charges permanentes (daN/m ²)
Poids propre de l'acrotère	$0,1625 \times 2500 = 406,25$
Enduit en ciment (ep = 2 cm)	$20 \times 1 \times 2 = 40$
TOTAL	446,25

II.3. Surcharges d'exploitations Q :

Tableau 7: Surcharges d'exploitations Q

Type	Surcharges d'exploitation Q (daN/m ²)
Plancher terrasse accessible	250
Plancher terrasse inaccessible	100
Plancher étage courant	250
Escalier	400

II.4. Effets climatiques :**II.4.1. Action de la neige :**

Vu que notre bâtiment se trouve à une altitude d'environ 650m, le règlement neige et vent RNVA99 qui lui sera appliqué concerne l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Calcul des charges de la neige :

Pour les vérifications des éléments de la structure, l'accumulation de la neige sur la toiture du bâtiment est prise en compte : $S = \mu \cdot S_k$ [kN/m²] (§3.1.1. RNV99 version 2013)

- **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, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

➤ En rappel (cf chap I.3) et selon RNV99 version 2013, notre bâtiment est situé en zone A .

$$\text{D'où } S_k = \frac{0,07 H + 15}{100} = \frac{(0,07 \times 800) + 15}{100} = 0,605 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 8: Coefficients de forme-toitures à un versant.

α : angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0,8	$0,80 \cdot \frac{60 - \alpha}{30}$	0,0

La structure du bâtiment présente le type de toiture plate, soit un versant avec : $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$.

Selon le tableau ci-dessus (extrait du RNV99 V2013),
le coefficient de forme des toitures est :

$$\text{D'où } S = 0,8 \times 0,605 = 0,484 \text{ KN/m}^2 \quad \text{soit } \longrightarrow S = 48,4 \text{ daN/m}^2$$

II.4.2. Effet du vent :**II.4.2.1. Introduction :**

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire ainsi que le réchauffement et la pression dans l'atmosphère. Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression. Par conséquent il produit un mouvement de masse d'air appelé «**Vent** » qui par ailleurs est conditionné également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliqué aux parois dépendent de :

- sa direction.
- la région.
- site d'implantation de la structure et son environnement.
- la forme géométrique et les ouvertures qui se trouvent au niveau des façades.

II.4.2.2. Données relatives au site :

Notre bâtiment, qui est implanté dans la ville d'El Khroub (wilaya de Constantine), revêt les caractéristiques suivantes :

- **Zone climatique de vent I** (RNV 99 V2013, Annexe I – tableau A.2), d'où découlent :
 - ✓ la vitesse de référence du vent : $V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s}$ (RNV 99 version 2013, Annexe I – tableau A1)
 - ✓ la pression dynamique de référence : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ (RNV99 version 2013, § 2.3.1)
- **Catégorie de terrain III** (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4), d'où découlent :
 - ✓ le facteur de terrain $K_T = 0,215$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)
 - ✓ le paramètre de rugosité $z_0 = 0,3 \text{ m}$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)
 - ✓ la hauteur minimale $z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)
 - ✓ le coefficient $\varepsilon = 0,61$ (RNV 99 version 2013, § 2.4.3, tableau 2.4)

II-4-2-3. Directions du vent :

Nous considérons que ce bâtiment est séparé de la structure voisine en raison :

- du manque de données sur la construction voisine (géométrie, durée de sa construction...)
- de la sécurité.

Selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.1) , le calcul est effectué séparément suivant les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction.

La figure 3, montre les directions du vent appliquées aux différentes parois extérieures du bâtiment :

- la direction V_1 : perpendiculaire à la façade principale et parallèle aux façades latérales .
- la direction V_2 : perpendiculaire à la façade latérale droite et parallèle aux façades principale et postérieure
- la direction V_3 : perpendiculaire à la façade postérieure et parallèle aux façades latérales .
- la direction V_4 : perpendiculaire à la façade latérale gauche et parallèle aux façades principale et postérieure .

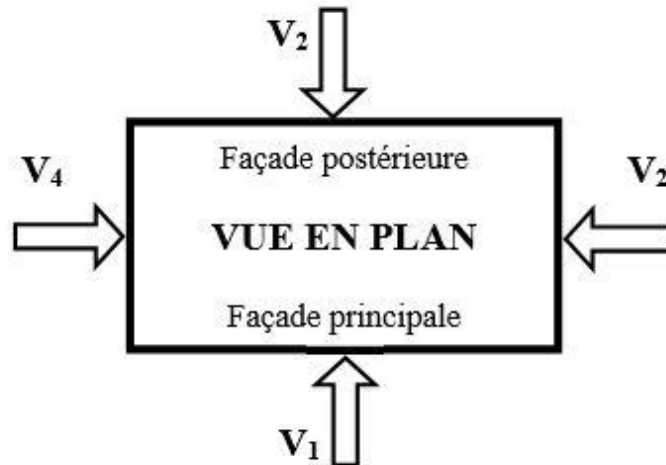


Figure 9: Action du vent

II-4-2-4. Calcul de la pression du vent :

Selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.6.1) , la pression exercée par le vent est calculée comme suit : $F_w = C_d \times (z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

- F_w : pression du vent.
- q_p : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_e relative à l'élément de surface j .
- C_d : coefficient dynamique.
- C_{pe} : coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

➤ **Hauteur de référence Z_e :** (selon la direction du vent) (RNV99 version 2013 , § 2.3.2)

- $V_1 = V_3$: \longrightarrow $h = 24,3 \text{ m}$ et $b = 45,9 \text{ m}$
- $V_2 = V_4$: \longrightarrow $h = 24,3 \text{ m}$ et $b = 24,7 \text{ m}$

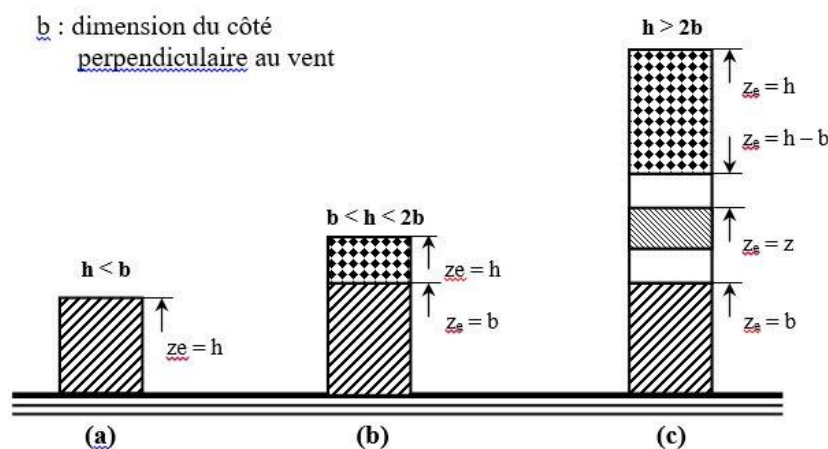


Figure 10: Hauteur de référence

La hauteur du bâtiment, objet de notre étude, est $h = 24,3 \text{ m}$ \longrightarrow $h < b$

II.4.2.5. Coefficient de rugosité : (Cr)

S'agissant de notre projet, $h < b \longrightarrow z_e = h \longrightarrow$ soit $z = 24,3$

Vu que $z_{\min} \leq z \leq 200$ m et selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.4.4)

$$Cr(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 \times \text{Ln}\left(\frac{24,3}{0,3}\right) \longrightarrow Cr(z) = 0,944$$

II.4.2.6. Coefficient de topographie (Ct) :

S'agissant d'un bâtiment implanté dans un site plat ($\Phi < 0,05$)
et selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.4.5.2) $\longrightarrow Ct(z) = 1$

II.4.2.7. Intensité de turbulence (Iv) :

Vu que $z > z_{\min}$ et selon le RNV 99 version 2013 (§ 2.4.6)

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \text{Ln}\left(\frac{24,3}{0,3}\right)} \longrightarrow Iv(z) = 0,227$$

II.4.2.8. Coefficient d'exposition (Ce) :

$$Ce(z) = Ct(z)^2 \times Cr(z)^2 \times (1 + 7 \times Iv(z)) = 1^2 \times 0,944^2 \times (1 + 7 \times 0,227) \longrightarrow Ce(z) = 2,3$$

II.4.2.9. Pression dynamique q_p :

$$q_p(z) = q_{\text{ref}} \times Ce(z) = 37,5 \times 2,3 \longrightarrow q_p(z) = 86,25 \text{ daN/m}^2$$

II.4.2.10. Coefficient de la pression extérieure C_{pe} :

Les valeurs de C_{pe} sont calculées selon le RNV99 version 2013 (§5.1.1.2) :

- si $S \leq 1 \text{ m}^2$ $\longrightarrow C_{pe} = C_{pe.1}$
- si $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$ $\longrightarrow C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$
- si $S \geq 10 \text{ m}^2$ $\longrightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Ce coefficient est calculé séparément pour les deux directions du vent (RNV 99 version 2013, § 2.1).

➤ Suivant la direction de V_1 et V_3 :

On a : $b = 45,9$ m $d = 24,7$ m $h = 24,3$ m

- $e = \min [b ; 2h] = \min [45,9 ; 48,6] \longrightarrow e = 45,9$ m ($> d$)

On divise les deux parois concernées en deux parties A' et B' (RNV99 version 2013, §5.1.2)

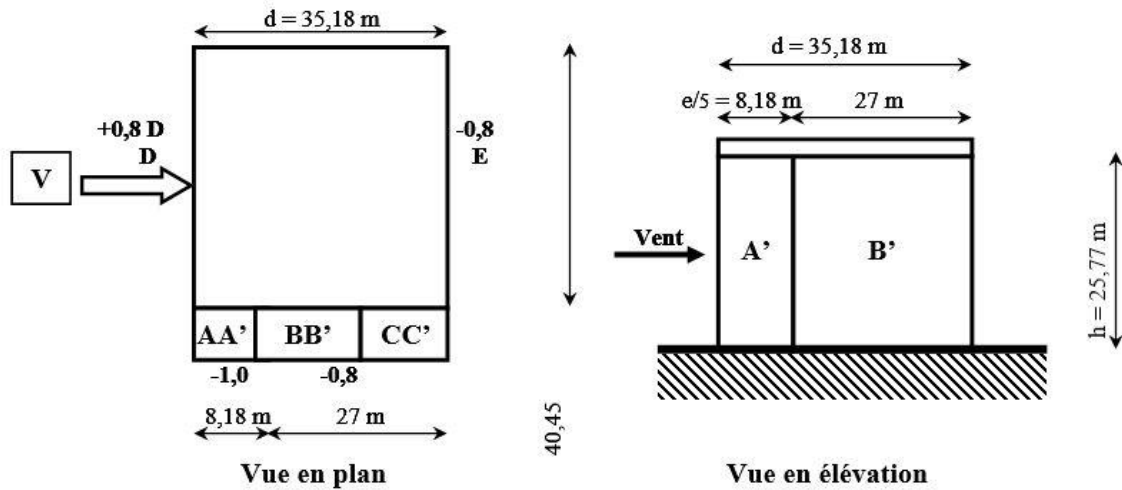


Figure 11: Division de la paroi verticale selon les directions du vent V1 et V3.

- $S = b \times h = 45,9 \times 24,3 = 1\,115,37 \text{ m}^2 \text{ (} > 10 \text{ m}^2 \text{)}$

Selon le RNV 99 version 2013 (§ 5.1.1.2) $\longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs retenues du coefficient de la pression extérieure C_{pe} suivant les directions du vent V_1 et V_3 sont mentionnés au niveau du tableau ci-dessous :

Tableau 9: C_{pe} pour les parois verticales du bâtiment (objet de l'étude) suivant V_1 et V_3

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

➤ Suivant la direction de V_2 et V_4 :

On a : $b = 24,7 \text{ m}$ $d = 45,9 \text{ m}$ $h = 24,3 \text{ m}$

- $e = \min [b ; 2h] = \min [24,7 ; 48,6] \longrightarrow e = 24,7 \text{ m (} < d \text{)}$

On divise les deux parois concernées en trois parties A, B et C (RNV99 version 2013, §5.1.2)

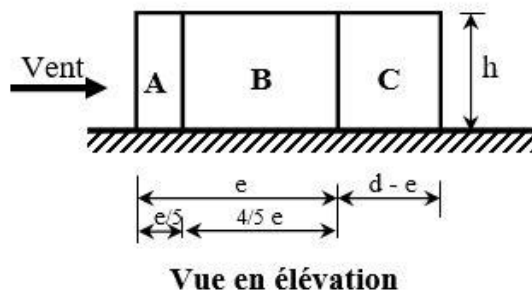


Figure 12: Division de la paroi verticale selon les directions du vent V_2 et V_4 .

- $S = b \times h = 24,7 \times 24,3 = 600,21 \text{ m}^2 \text{ (} > 10 \text{ m}^2 \text{)}$

Selon le RNV 99 version 2013 (§ 5.1.1.2) $\longrightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Les valeurs retenues du coefficient de la pression extérieure C_{pe} suivant les directions du vent V_1 et V_3 sont mentionnés au niveau du tableau ci-dessous :

Tableau 10: C_{pe} pour les parois verticales du bâtiment (objet de l'étude) suivant V_2 et V_4

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

II.4.2.11. Coefficient de la pression interne C_{pi} :

$$\mu = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad (\text{RNV99 version 2013, §5.2.2.2})$$

Ce coefficient est lui aussi calculé séparément suivant les deux directions du vent (RNV 99 version 2013, § 2.1).

➤ Suivant la direction de V_1 et V_3 :

On a : $b = 45,9 \text{ m}$ $d = 24,7 \text{ m}$ $h = 24,3 \text{ m}$

- $\mu_1 = \frac{(10 \times 1,44) + 3,25 + (20 \times 4)}{(2 \times 3,25) + (20 \times 1,44) + (20 \times 4)} = \frac{97,65}{115,3} = 0,84$
- $\frac{h}{d} = \frac{24,3}{24,7} = 0,98$

Selon la courbe du RNV 99 version 2013 (§5.2.2.2, figure 5.14) $\longrightarrow C_{pi 1} = 0,34$

➤ Suivant la direction de V_2 et V_4 :

On a : $b = 24,7 \text{ m}$ $d = 45,9 \text{ m}$ $h = 24,3 \text{ m}$

- $\mu_2 = \frac{(20 \times 1,44) + (2 \times 3,25) + (10 \times 4)}{(2 \times 3,25) + (20 \times 1,44) + (20 \times 4)} = \frac{75,3}{115,3} = 0,65$
- $\frac{h}{d} = \frac{24,3}{45,9} = 0,53$

Selon la courbe du RNV 99 version 2013 (§5.2.2.2, figure 5.14) $\longrightarrow C_{pi 1} = - 0,06$

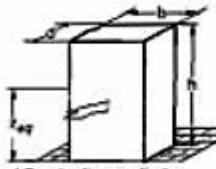
II.4.2.12. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Ce coefficient est donné en fonction de la relation suivante (RNV99 version 2013, §3.3) :

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

Ce coefficient, est lui aussi calculé suivant les deux directions du vent.

Tableau 11: Détermination du coefficient dynamique Cd

Paramètre	Forme analytique	Référence	Résultat	Résultat
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^e$	cf. § 3.3.1 formule 3.3a	82,93	82,93
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1+0,9 \times \left(\frac{b+h}{L_i(z_{eq})}\right)^{0,63}}$	cf. § 3.3.1 formule 3.2	0.869	0.893
$n_{1,x}$ (Hz)	$n_{1,x} = 46/h$	cf. § 3.3.4.2 formule 3.14	1.89	1.89
δ	$\delta = \delta_s + \delta_b$ avec $\delta_s = 0$	cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.08	0.08
$V_m(z_{eq})$	$V_m(z) = C_f(z) \times C_i(z) \times V_{ref}$	cf. annexe 2	23.6	23.6
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.6	6.64	6.64
R_N	$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1+10,2 \times N_x)^{3/5}}$	cf. § 3.3.2 formule 3.5	0.039	0.039
η	$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$ Pour $h = 50$ m	cf. § 3.3.2 formule 3.8a	8.94	8.94
	$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$ Pour $b = 25$ m	cf. § 3.3.2 formule 3.8b	10.9	9.09
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) \times \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7a	0.105	0.105
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) \times \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7b	0.057	0.103
R^2	$R^2 = \frac{\Pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	cf. § 3.3.2 formule 3.4	0.014	0.026
v	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$	cf. § 3.3.3 formule 3.12	0.237	0.317
G	$\sqrt{2 \times \text{Ln}(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \text{Ln}(600 \times v)}} \geq 3$	cf. § 3.3.3 formule 3.11	3.33	3.42
$I_v(z_{eq})$	$I_v(z) = \frac{1}{C_f(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ pour $z > z_{min}$	 <p>a) Constructions verticales, telles que bâtiments, etc. $z_{eq} = 0.6h = 30\text{m}$ (Cf. 3.3 fig. 3.1) Pour I_v (Cf. § 2.4.6 formule 2.5a)</p>	0.227	0.227
C_d	$\frac{1+2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1+7 \times I_v(z_{eq})}$	cf. § 3.3 formule 3.1	0.934	0.961
			Cd1	Cd2

Les résultats de la pression du vent (F_{W1} et F_{W2}), sont synthétisés au niveau des tableaux ci-dessous :

Tableau 12: Valeurs des pressions du vent Fw1 (suivant V1 et V3)

Zone	C _{d1}	q _p (N/m ²)	C _{pe1}	C _{pi1}	C _{pe1} - C _{pi1}	F _{w1} (N/m ²)
A'	0,934	862,5	- 1,0	0,34	- 1,34	- 1079,47
B'	0,934		- 0,8	0,34	- 1,14	- 918,35
D	0,934		+ 0,8	0,34	0,46	370,56
E	0,934		- 0,3	0,34	- 0,64	- 515,56

Tableau 13: Valeurs des pressions du vent Fw2 (suivant V2 et V4)

Zone	C _{d2}	q _p (N/m ²)	C _{pe2}	C _{pi2}	C _{pe2} - C _{pi2}	F _{w2} (N/m ²)
A'	0,961	862,5	- 1,0	- 0,06	- 1,06	- 878,59
B'	0,961		- 0,8	- 0,06	- 0,86	- 712,82
C	0,961		- 0,5	- 0,06	- 0,56	- 464,163
D	0,961		+ 0,8	- 0,06	0,74	613,35
E	0,961		- 0,3	- 0,06	- 0,36	- 298,39

II.5. Conclusion :

Au niveau de ce chapitre, nous avons procédé aux calculs des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q agissant sur notre bâtiment en tenant compte de toutes les recommandations du règlement technique DTR B.C2.2.

Nous avons ensuite effectué les calculs dus aux effets de la neige et du vent exercés sur notre bâtiment en prenant en considération tous les paramètres conformément au règlement neige et vent (RNV99 version 2013).

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment (poteaux, poutres, solives) permet d'avoir, d'une façon générale, l'ordre de grandeur de ces derniers.

Etabli selon l'Eurocode 3 et le CCM97, le pré dimensionnement prend en charge le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs (poteaux, poutres, solives) et qui les transmettent aux fondations.

III.2. Prédimensionnement des solives :

Les solives, qui travaillent à la flexion simple, sont des poutrelles métalliques soit en IPE ou IPN. Leur écartement (ou espacement) est pratiquement déterminé par l'équation suivante:

$$0,7 < a \leq 1,5 \text{ m.}$$

Cette équation est déterminée suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation).

Concernant le bâtiment, objet de notre étude :

- L'espacement entre deux solives est : $a = 1,5 \text{ m.}$
- La portée de la solive la plus sollicitée est : $L = 5 \text{ m.}$

III.2.1. Solives du plancher étage courant

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- Le poids propre du plancher..... $G = 391 \text{ daN/m}^2.$
- La surcharge d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/m}^2.$

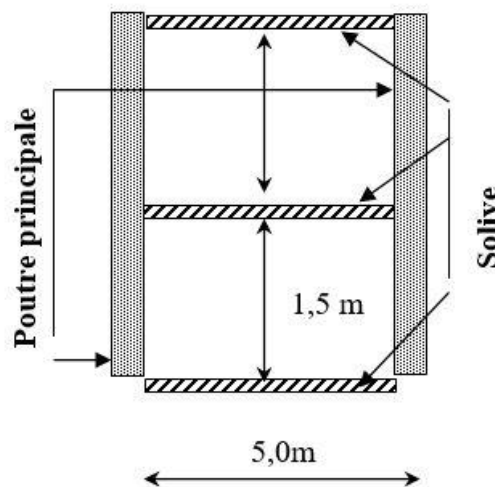


Figure 13: Disposition (en plan) des éléments de structure

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

- f_{max} (m) : flèche maximale atteinte de la solive.
- \bar{f} (m) : flèche admissible de la solive.

➤ Pour une poutre bi articulée : $f_{max} = \frac{Q \times L^4}{384 \times E \times I}$

- q (N/m²) : charge non pondérée, à l'état limite de service (ELS), appliquée sur le profilé métallique.
- L (m) : distance entre deux profilés métalliques.
- E (N/m²) : module d'élasticité de l'acier du profilé métallique.
- I (m⁴) : moment d'inertie du profilé métallique.

➤ Dans le cas général : $\bar{f} \leq \frac{L}{250}$

❖ La charge, à l'ELS, appliquée sur la solive est: $Q_{ELS}=(G+Q) \times a=(391+250) \times 1,5=961,5$ daN/m

❖ Le module d'élasticité : $E = 2,1 \times 10^6$ daN/cm²

❖ La solive doit remplir la condition : $H > \frac{L}{30} = \frac{5000}{30} \longrightarrow$ Soit $H > 166,66$ mm

❖ Le moment d'inertie du profilé doit aussi répondre à : $I \geq \frac{q_{ELS} \times 250 \times L^3}{384 \times E}$

$$I \geq \frac{(961,5 \times 10^{-2}) \times 250 \times 500^3}{384 \times (2,1 \times 10^6)} \longrightarrow \text{Soit } I \geq 372,605 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau de sections des profilés métalliques ➔

**On propose pour la solive du
plancher d'étage courant :
IPE 220**

III.2.2. Solives de l'escalier :

La solive de l'escalier est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- Poids propre du plancher..... $G = 391$ daN/m²
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 400$ daN/m²

On adopte la même démarche que celle établie pour les solives d'étage courant.

Les mêmes formules et vérifications sont adoptées au niveau des calculs.

❖ La charge, à l'ELS, appliquée sur la solive est: $q_{ELS}=(G+Q) \times a=(391+400) \times 0,75=593,25$ daN/m

❖ Le module d'élasticité : $E = 2,1 \times 10^6$ daN/cm²

- ❖ La solive doit remplir la condition : $H > \frac{L}{30} = \frac{1500}{30} \longrightarrow$ Soit $H > 50$ mm
 - ❖ Le moment d'inertie du profilé doit aussi répondre à : $I \geq \frac{5 \times Q_{ELS} \times 250 \times L^3}{384 \times E}$
- $$I \geq \frac{5 \times (593,25 \times 10^{-2}) \times 250 \times 150^3}{384 \times (2,1 \times 10^6)} \longrightarrow \text{Soit } I \geq 31,036 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau de sections des profilés métalliques \longrightarrow

**On propose pour la solive
de l'escalier : IPE 80**

III.3. Poutres principales :

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

- Poids propre du plancher..... $G = 391 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la solive..... $G_p = 26,2 \text{ daN/m}$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

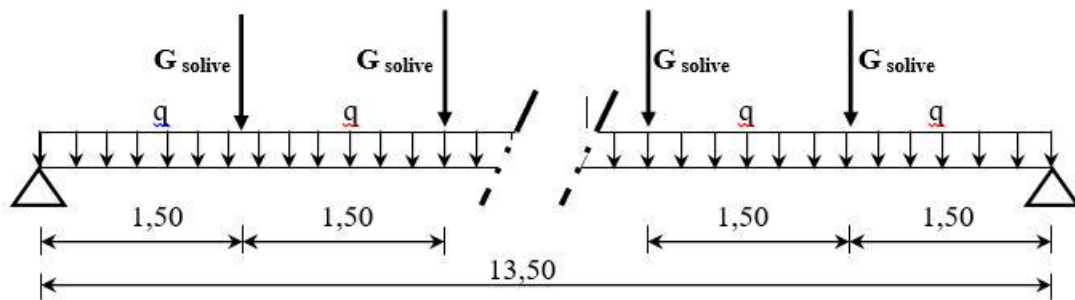


Figure 14: Charges sur la poutre principale

On adopte la même démarche que celle établie pour les solives d'étage courant, avec des formules différentes dans les calculs.

- La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq \bar{f}$
- Pour une poutre bi articulée : $f_q + f_p = \frac{q \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{n \times p \times L^3}{76,8 \times E \times I}$

- f_q (m) : flèche du plancher.
- f_p (m) : flèche de l'ensemble des solives.
- q (N/m²) : charge non pondérée, à l'état limite de service (ELS), appliquée sur le profilé métallique.
- L (m) : distance entre deux profilés métalliques.
- E (N/m²) : module d'élasticité de l'acier du profilé métallique.

- I (m^4) : moment d'inertie du profilé métallique.
- n : nombre de solives .
- p (kg) : poids propre de la solive.

➤ Dans le cas général : $\bar{f} \leq \frac{L}{250}$

❖ La charge, à l'ELS, appliquée sur la solive est: $q_{ELS}=(G+Q) \times a=(391+250) \times 5=3\ 205$ daN/m

❖ Le module d'élasticité : $E = 2,1 \times 10^6$ daN/cm²

❖ La solive doit remplir la condition : $H > \frac{L}{40} = \frac{13500}{30} \longrightarrow$ Soit $H > 337,50$ mm

❖ Le moment d'inertie du profilé doit aussi répondre à : $I \geq \frac{250}{L} \times \left(\frac{q \times L^4}{384 \times E} + \frac{n \times p \times L^3}{76,8 \times E} \right)$

$I \geq \frac{250}{840} \times \left(\frac{32,05 \times 840^4}{384 \times (2,1 \times 10^6)} + \frac{7 \times 1,31 \times 840^3}{76,8 \times (2,1 \times 10^6)} \right) \longrightarrow$ Soit $I \geq 5\ 899,217$ cm⁴

D'après le tableau de sections des profilés métalliques \longrightarrow

**On propose pour la
poutre principale: HEB 360**

III.4. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les sur charges et les transmettent aux fondations. Le type de profilés utilisés pour les poteaux est généralement en HEA ou HEB.

Dans tout bâtiment, on pré dimensionne le poteau le plus sollicité aux charges, soit dans notre cas : le poteau central du RDC.

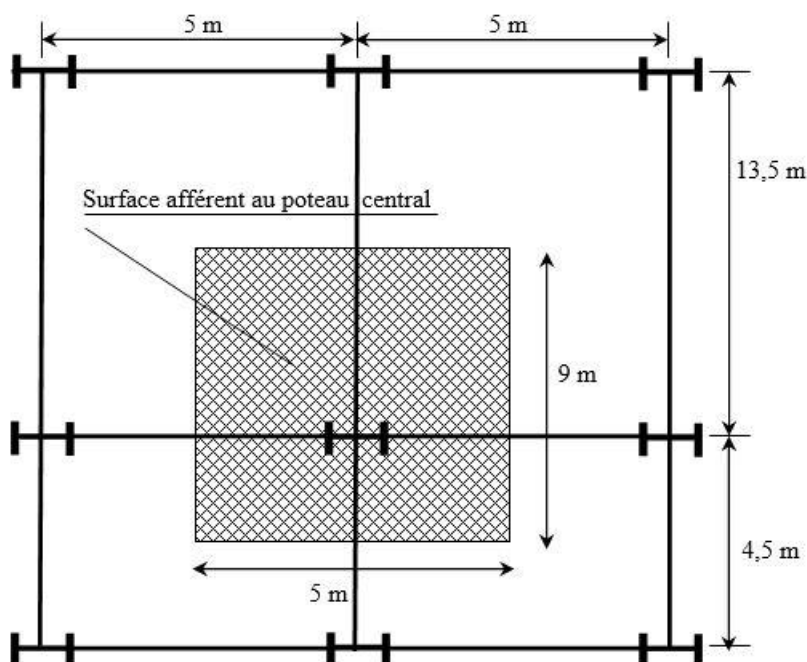


Figure 15: Vue en plan du poteau le plus sollicité (poteau central du RDC)

- Surface afférent au poteau central : $S = 9 \times 5 = 45 \text{ m}^2$
- Hauteur du poteau : 6 m
- Effort normal à l'état limite ultime (ELU) : $N_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q$

Tableau 14: Descente des charges appliquées aux différents niveaux sur le poteau le plus sollicité

Niveau	Surface (m ²)	Charges permanentes G (KN)	Surcharges d'exploitation Q (KN)	Effort normal à l'ELU N _{ELU} (KN)
4 ^{ème} Etage	34	273,78	45	437,103
3 ^{ème} Etage	45	421,23	174,38	830,22
2 ^{ème} Etage	45	611,67	303,75	1 281,38
1 ^{er} Etage	45	802,11	433,13	1 732,54
R.D.C	45	922,55	562,5	2 089,19

❖ Le profilé (du poteau le plus sollicité, soit celui du RDC) doit remplir la condition :

$$A \geq \frac{N_{SD}}{F_y} \times \gamma_{M0} = \frac{2089,19}{23,5} \times 1 \longrightarrow \text{Soit } A \geq 88,9 \text{ cm}^2$$

- A (m²) : étant la section du profilé métallique (poteau).

D'après le tableau de sections des profilés métalliques →

**On propose pour le poteau :
HEB 400**

III.5. Conclusion :

Nous avons procédé, au niveau de ce chapitre, au prédimensionnement des éléments structuraux métalliques du bâtiment, à savoir les poteaux, les poutres et les solives en tenant compte des descentes de charges verticales et ce conformément aux dispositions de l'Eurocode 3 et du CCM97.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE**IV.1. Introduction :**

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes qui se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

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

IV.2. Classification de l'ouvrage par le RPA99 version 2003 :

Selon le RPA 99 version 2003, notre bâtiment revêt les caractéristiques suivantes :

- Il est situé dans une **zone de sismicité moyenne II a** (§ 3.1).
- Il est classé dans le groupe 2 : bâtiment à usage administratif considéré un ouvrage courant ou d'importance moyenne). (§ 3.2).
- Il est situé dans un **site de catégorie S₃** : site meuble selon rapport géotechnique) (§ 3.3.1).

IV.3. Principe de la méthode modale spectrale :

On peut utiliser la méthode spectrale pour tous les cas. Le principe consiste à déterminer des modes propres de vibrations dans la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, qui sera représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

IV.4. Analyse dynamique de la structure :

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

IV.4.1. Modélisation de la structure :

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

Le logiciel « Robot Structural Analysis Professional » (plus connu sous l'appellation ROBOT), qui est conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, a permis dans un premier temps de modéliser la structure réelle.

IV.4.2. Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA 99 version 2003 (§ 4.3.3) , l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Le spectre de réponse de calcul, qui est donné par le logiciel ROBOT , est trivutaire des caractéristiques et données du bâtiment (objet de notre étude), à savoir :

- ✦ Site en **zone II a** (sismicité moyenne).
- ✦ Bâtiment classé dans le **groupe 2** (Ouvrages courant ou d'importances moyennes).
- ✦ **Site classé dans la catégorie S3** (site meuble).
- ✦ Pourcentage d'amortissement critique $\xi = 5\%$.
- ✦ Coefficient de comportement global de la structure (suivant les deux sens) : **Rx= 3 ; Ry = 4**
- ✦ Facteur de la qualité de la structure (suivant les deux sens) : **Qx = Qy = 1,20**

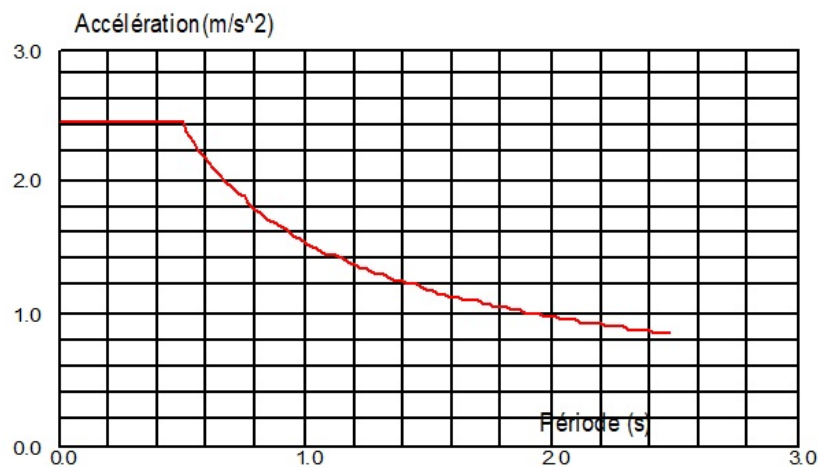


Figure 16: Spectres de réponse suivant le sens longitudinal x-x

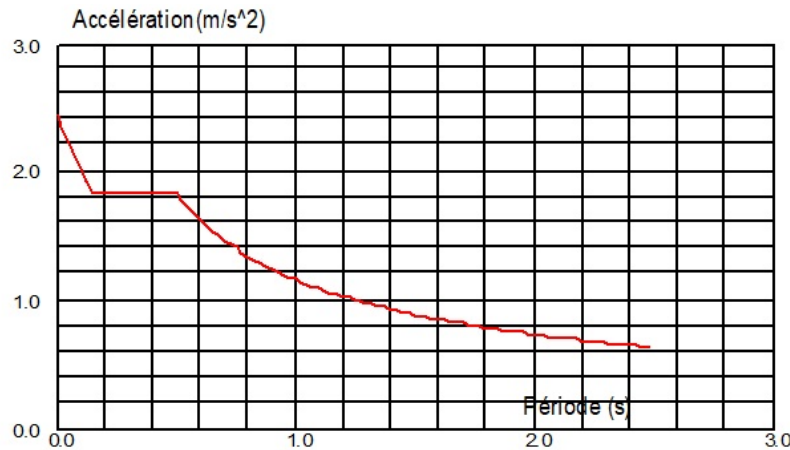


Figure 17: Spectres de réponse suivant le sens transversal y-y

IV.4.3. Calcul de la force sismique totale :

Selon le RPA 99 version 2003 (§ 4.2.3), la force sismique totale V qui s’applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales

selon la formule : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

- **A** : coefficient d’accélération de zone, fonction de la zone sismique et du groupe d’usage du bâtiment (RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.1).

† Zone II a
 † Groupe d’usage 2
 }
→
 A = 0,20

- **D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**) selon RPA 99 version 2003, § 4.2.3.

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

- **T₁ , T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.7).

Vu que le site est de catégorie S₃ → $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$

- **η** : Facteur de correction d’amortissement (RPA 99 version 2003, § 4.2.3). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$

- **ξ**: (%) pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages, (RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.2).

- ✘ Portique en acier
 - ✘ Remplissage dense
- } → $\xi = 5\%$ donc : $\eta = 1$

• **T** : période fondamentale de la structure..... $T = C_t \times h_N^{3/4}$ (RPA 99 version 2003, § 4.2.4)

➤ **h_N** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N). $h_N = 23,7$ m

➤ **C_t** : coefficient, fonction du système de contreventement (palées triangulées) et du type de remplissage (maçonnerie). Selon le RPA 99 version 2003 (§ 4.2.4, tableau 4.6) → $C_T = 0,05$

$T = 0,05 \times (23,7)^{3/4} = 0,537$ s soit $T_2 \leq T \leq 3,0$ s

La valeur du facteur d’amplification dynamique moyen D est donc :

$D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,537}\right)^{2/3} = 2,38$

NB : Cette valeur est la même suivant les deux directions ($D = D_x = D_y$)

- **R** : coefficient, de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement (RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.3).
 - ✓ Ossature contreventée par palées triangulaire (V) → $R_x = 3$
 - ✓ Portique auto-stable ordinaire..... → $R_y = 4$
- **Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance et la géométrie des éléments de la structure, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction (RPA 99 version 2003, § 4.2.3) → $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$
- **P_q** : pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée à partir du RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.4).

Tableau 15: Valeur de la pénalité P_q selon le critère de qualité suivant les deux sens.

Critère de qualité	Valeur de P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1- Condition minimale de files de contreventement	0	0
2- Redondance en plan	0	0
3- Régularité en plan	0,05	0
4- Régularité en élévation	0	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6- Contrôle de la qualité de l’exécution	0,10	0,10
TOTAL	0,20	0,20

NB : Cette valeur est la même suivant les deux directions ($Q = Q_x = Q_y = 1,2$).

- **W** : poids total de la structure. Il est calculé par le logiciel ROBOT $W = \sum W_i$
- **W_i** : poids de la structure calculé à chaque niveau (i) $W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$
- **W_{Gi}** : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure.
- **W_{Qi}** : poids dû aux surcharges d'exploitation.
- **β**: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la surcharge d'exploitation, (RPA 99 version 2003, § 4.2.3, tableau 4.5). $\longrightarrow \beta = 0,20$

IV.5. Vérifications des résultats obtenus (Structure sans contreventements) :

Selon le RPA99 version 2003, une fois les valeurs trouvées, il y a lieu de procéder à des vérifications.

Tableau 16: Synthèse des valeurs

Paramètres	Suivant le sens	
	longitudinal X	transversal Y
A	0,20	0,20
D	2,38	2,38
Q	1,20	1,20
R	3	4
W (Kg)	2 909 271,18	2 909 271,18
V (KN)	5 493,13	4 119,85

\longrightarrow Les valeurs de V trouvées après calculs, doivent satisfaire la condition : $V_t \geq 0,8 V$

- **V_t** : résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales.
- **V** : résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.
- Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0,8.V / V_t$.

<ul style="list-style-type: none"> • $V_x = 5\,493,13\text{ KN}$ soit $0,8 V_x = 4\,394,50\text{ KN}$ <p>Or d'après les résultats du logiciel ROBOT, on a : $F_1 = V_{tx} = 5\,004,654\text{ KN}$</p> $r_x = \frac{0,8 V_x}{V_{tx}} = \frac{4\,394,50}{5\,004,654} \quad r_x = 0,87$	}	<p>La condition $V_{tx} \geq 0,8 V_x$ est satisfaite</p>
<ul style="list-style-type: none"> • $V_y = 4\,119,85\text{ KN}$ soit $0,8 V_y = 3\,295,88\text{ KN}$ <p>Or d'après les résultats du logiciel ROBOT, on a : $F_2 = V_{ty} = 4\,014,876\text{ KN}$</p> $r_y = \frac{0,8 V_y}{V_{ty}} = \frac{3\,295,88}{4\,014,876} \quad r_y = 0,82$	}	<p>La condition $V_{ty} \geq 0,8 V_y$ est satisfaite</p>

IV.5.2. Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA 99 version 2003 (§ 4.3.3), le nombre de modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau 17: Période et Pourcentage de participation de masse (structure sans contreventement)

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)			Masses Modales (%)		
		U _x	U _y	U _z	U _x	U _y	U _z
1	10,76	64,17	0,00	0,00	64,17	0,00	0,00
2	2,12	89,55	0,00	0,00	25,38	0,00	0,00
3	1,20	89,57	63,44	0,00	0,02	63,44	0,00
4	1,02	90,08	89,53	0,00	0,51	26,08	0,00
5	0,90	97,48	90,22	0,00	7,40	0,70	0,00
6	0,50	99,59	90,22	0,00	2,11	0,00	0,00
7	0,40	99,59	96,04	0,00	0,01	5,82	0,00
8	0,33	99,62	97,88	0,00	0,03	1,84	0,00
9	0,30	100,00	97,89	0,00	0,38	0,02	0,00
10	0,24	100,00	99,05	0,00	0,00	1,15	0,00

L'exploitation de ce tableau, fait ressortir un taux de participation de la masse qui dépasse le seuil de 90% à partir du mode 5, suffisants pour représenter un très bon comportement de la structure.

IV.5.3. Période fondamentale de la structure : (RPA version 2003 , § 4.2.4)

La valeur calculée de la période doit satisfaire la condition : $T_{Md} \leq 1,3 T$

- T_{Md} : période fondamentale de la structure (suivant le mode) calculée à partir de méthodes numériques (logiciel ROBOT).
- T : période fondamentale de la structure estimée à partir de formules empiriques.

$T = 0,537 \text{ s}$ soit $1,3 T = 0,6981 \text{ s}$
 Or d'après les résultats du logiciel ROBOT, } → **La condition $T_{Md} \leq 1,3 T$**
 on a : $T_{Md1} = 10,76 \text{ s}$ } **n'est pas satisfaite**

IV.5.4. Déplacements latéraux inter-étages : (RPA version 2003 , § 5.10)

- Les valeurs calculées de ces déplacements doivent satisfaire la condition : $\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$
 (idem pour Δ_y^k dans le sens y-y)
- Δ_x^k : déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x-x. $\Delta_x^k = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x$
 (idem pour Δ_y^k dans le sens y-y)
- δ_k^x : déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x-x
 (idem pour δ_y^k dans le sens y-y).
- $\bar{\Delta}$: déplacement admissible $\bar{\Delta} = 0,01 \cdot h_e$
- h_e : hauteur de l'étage

Tableau 18: Résultats des déplacements latéraux inter-étages (structure sans contreventement)

Z (m)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observations
6	16,4	11	16,4	11	6	Condition Non satisfaite
10,4	38,1	18,3	21,7	7,3	4,4	Condition Non satisfaite
14,8	65,9	23,9	27,8	5,6	4,4	Condition Non satisfaite
19,2	101,3	27,8	35,4	3,9	4,4	Condition Non satisfaite
23,7	146,5	30	45,2	2,2	4,4	Condition Non satisfaite

On constate que dans les deux sens, les valeurs des déplacements latéraux inter étages dépassent celles des valeurs admissibles.

Il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Cela peut se faire soit en :

- 1) Rajoutant des contreventements dans la structure.
- 2) Augmentant les sections des poteaux déjà existants.

Nous avons opté pour la première solution, à savoir le rajout des contreventements en (V) dans les deux sens (x-x) et (y-y) qui permet de prévoir des ouvertures (fenêtres) au niveau des façades. Les calculs doivent être repris tout en suivant la même démarche de vérifications que celles adoptée au niveau de la structure sans contreventement.

IV.6. Vérifications des résultats obtenus (Structure avec contreventements) :

Selon le RPA99 version 2003, une fois les valeurs trouvées, il y a lieu de procéder à des vérifications.

IV.6.1. Résultantes des forces sismiques:

Selon le RPA99 version 2003, § 4.3.6, la valeur de la force sismique totale (suivant les deux sens) est :

- Suivant le sens x-x : $V_x = \frac{A \times D \times Q}{R_x} \times W = \frac{0,2 \times 2,38 \times 1,2}{4} \times 29\,092,71 = 5\,539,25 \text{ KN}$
- Suivant le sens y-y : $V_y = \frac{A \times D \times Q}{R_y} \times W = \frac{0,2 \times 2,38 \times 1,2}{4} \times 29\,092,71 = 4\,154,43 \text{ KN}$

Ces valeurs, une fois calculées, doivent satisfaire la condition : $V_t \geq 0,8 V$

- $V_x = 5\,539,25 \text{ KN}$ soit $0,8 V_x = 4\,431,40 \text{ KN}$
 Or d'après les résultats du logiciel ROBOT,
 on a : $F_1 = V_{tx} = 5\,004,654 \text{ KN}$
 $r_x = \frac{0,8 V_x}{V_{tx}} = \frac{3\,323,54}{5\,004,654} \quad r_x = 0,88$
 - $V_y = 4\,154,43 \text{ KN}$ soit $0,8 V_y = 3\,323,54 \text{ KN}$
 Or d'après les résultats du logiciel ROBOT,
 on a : $F_2 = V_{ty} = 4\,014,876 \text{ KN}$
 $r_y = \frac{0,8 V_y}{V_{ty}} = \frac{4\,154,43}{4\,014,876} \quad r_y = 0,82$
- La condition $V_{tx} \geq 0,8 V_x$
est satisfaite**

**La condition $V_{ty} \geq 0,8 V_y$
est satisfaite**

IV.6.2. Nombre de modes de vibrations à considérer :

Tableau 19: Période et Pourcentage de participation de masse (structure avec contreventement)

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)			Masses Modales (%)		
		U _X	U _Y	U _Z	U _X	U _Y	U _Z
1	0,66	79,45	4,76	0,00	79,45	4,76	0,00
2	0,64	84,44	88,54	0,00	4,99	83,78	0,00
3	0,47	85,46	89,68	0,00	1,02	1,14	0,00
4	0,28	98,05	89,68	0,00	12,59	0,01	0,00
5	0,26	98,07	97,90	0,00	0,02	8,21	0,00
6	0,17	98,25	97,98	0,00	0,19	0,09	0,00
7	0,16	98,44	99,10	0,00	0,18	1,11	0,00
8	0,15	99,35	99,28	0,00	0,91	0,18	0,00
9	0,11	99,42	99,60	0,00	0,07	0,32	0,00
10	0,11	99,66	99,66	0,00	0,23	0,06	0,00

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 5, suffisants pour représenter un très bon comportement de la structure.

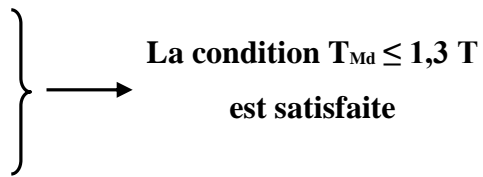
IV.6.3. Période fondamentale de la structure :

Selon le RPA version 2003 § 4.2.4, la valeur recalculée de la période doit satisfaire la condition : $T_{Md} \leq 1,3 T$

$T = 0,537 \text{ s}$ soit $1,3 T = 0,6981 \text{ s}$

Or d'après les résultats du logiciel ROBOT,

on a : $T_{Md1} = 0,66 \text{ s}$



IV.6.4. Déplacements latéraux inter-étages :

Selon le RPA version 2003 , § 5.10, il faut que : $\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Tableau 20: Résultats des déplacements latéraux inter-étages (structure avec contreventement)

Z (m)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observations
6	4	5,1	4	5,1	6	Condition satisfaite
10,4	6,7	8,2	2,7	3,1	4,4	Condition satisfaite
14,8	9,4	10,9	2,7	2,7	4,4	Condition satisfaite
19,2	11,9	12,9	2,5	2	4,4	Condition satisfaite
23,7	14,3	14,3	2,4	1,4	4,4	Condition satisfaite

IV.6.5. Les réponses modales de la structure :

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

- **Premier mode :**

Ce 1^{er} mode de vibration montre la translation de la structure selon l'axe (x-x)

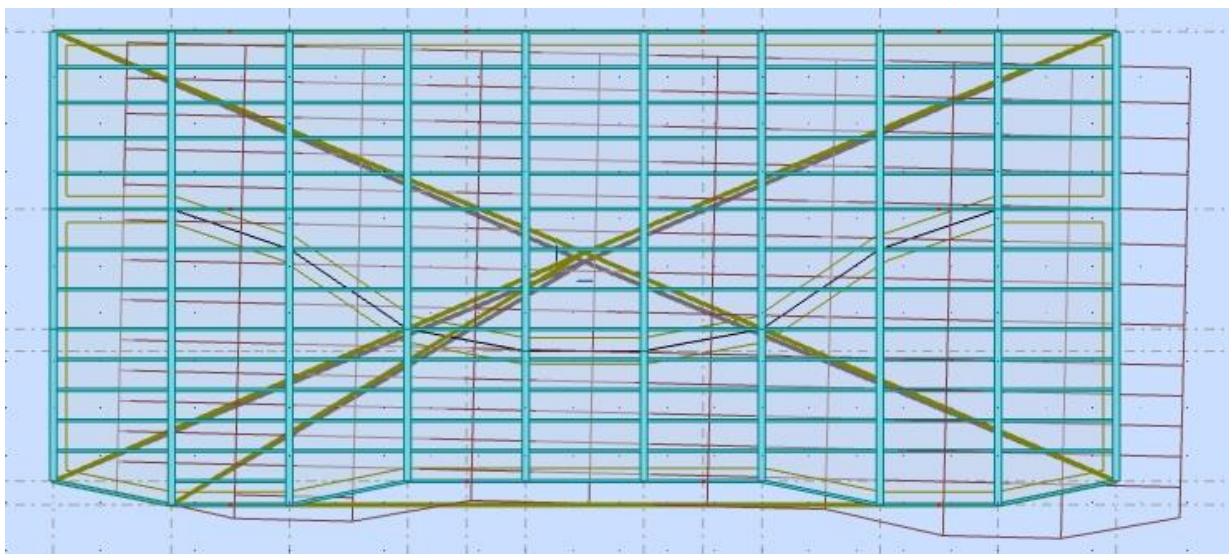


Figure 18: Mode de vibration 1

- **Deuxième mode :**

Ce 2^{ème} mode de vibration montre la translation de la structure selon l'axe (y-y)

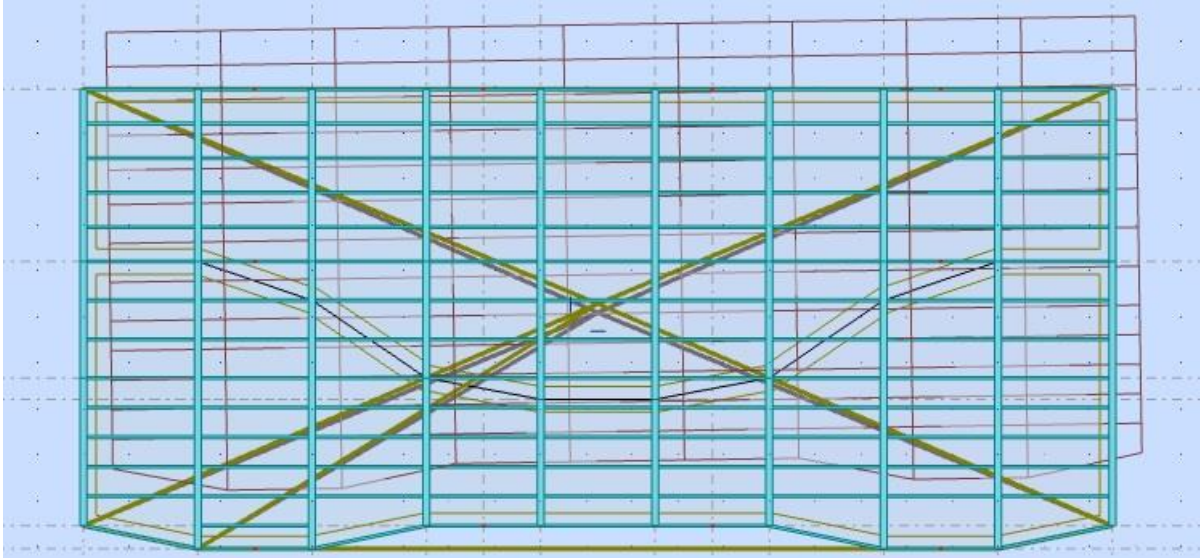


Figure 19: Mode de vibration 2

- **Troisième mode :**

Ce 3^{ème} mode de vibration montre la rotation de la structure selon l'axe (z-z)

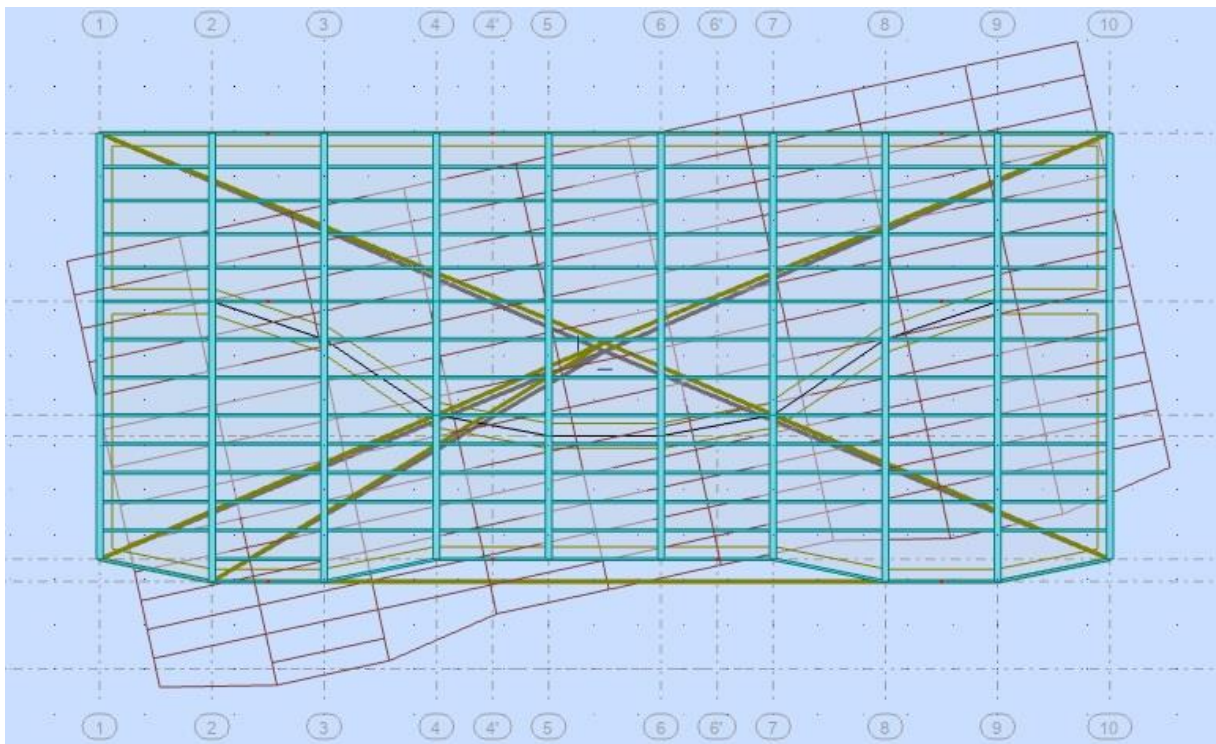


Figure 20: Mode de vibration 3

IV.7. Justification vis-à-vis a l'effet de (P-Δ) :

L'effet (P-Δ) est un effet du second ordre (non linéaire), qui se produit dans chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ). Cet effet est lié à :

- ✓ la charge axiale (P).
 - ✓ la rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
 - ✓ la souplesse des différents éléments de la structure.
- Si $\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$ à tous les niveaux, les effets du second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.
 - Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
 - V_k : effort tranchant d'étage au niveau k . $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$.
 - h_k : hauteur de l'étage k .
- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$, les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 21: Effet P-Δ suivant le sens x-x

Niveau	Hauteur cumulée Z (m)	Poids de l'étage (kg)	V_{kx} (kg)	Δ_{kx} (cm)	Hauteur de l'étage h (cm)	θ_{kx}
RDC	6	697 125,9	110 604,2	4	600	0,042019
1^{er} Etage	10,4	620 080,3	70 815,98	2,7	440	0,053731
2^{ème} Etage	14,8	620 104,6	39 238,58	2,7	440	0,096976
3^{ème} Etage	19,2	626 358,3	37 841,47	2,5	440	0,094046
4^{ème} Etage	23,6	345 602,1	20 084,49	2,4	440	0,093859

Tableau 22: Effet P- Δ suivant le sens y-y

Niveau	Hauteur cumulée Z (m)	Poids de l'étage (kg)	V_{ky} (kg)	Δ_{ky} (cm)	Hauteur de l'étage h (cm)	θ_{ky}
RDC	6	697 125,90	127 815,10	5,10	600	0,04636
1 ^{er} Etage	10,4	620 080,30	76 866,58	3,10	440	0,0556835
2 ^{ème} Etage	14,8	620 104,60	48 135,36	2,70	440	0,079052
3 ^{ème} Etage	19,2	626 358,30	31 742,52	2,00	440	0,089693
4 ^{ème} Etage	23,6	345 602,10	18 452,44	1,04	440	0,059593

La condition $\theta_k \leq 0,10$ est satisfaite dans les deux sens (x-x) et (y-y). Notre structure est rigide et donc du 1^{er} ordre. Il n'est pas nécessaire de faire des calculs du 2^{ème} ordre.

IV.8. Prise en compte de l'effet de torsion additionnelle:

L'effet de la torsion due à l'excentricité théorique (structurelle) résultant des plans est pris en charge par le logiciel de calcul ROBOT. Néanmoins, d'après le code, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0,05.L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Concernant notre bâtiment, l'effet de la torsion accidentelle est pris en compte de manière statique selon les étapes suivantes :

1. Calcul de la force sismique totale $V = \frac{A_x D_x Q}{R} \times W$ (à la base) dans les deux directions horizontales (soient V_x et V_y) :

Ces valeurs sont déjà calculées (cf chapitre IV.5.2.)

2. Distribution de la force V_x (et V_y) selon la hauteur (RPA99 version 2003 , § 4.2.5) :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$.

- F_t : force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Dans tous les cas : $F_t \leq 0,25 V$.
- T (s) : période fondamentale de la structure estimée à partir de formules empiriques
- $F_t = 0$ si $T \leq 0,7$ s.
- $F_t = 0,07 TV$ si $T > 0,7$ s.

➤ La partie restante de V soit (V- Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

$$\text{la formule : } F_i = \frac{(V- F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bullet h_i \text{ (et } h_j) : \text{ niveau du plancher } i \text{ (ou } j). \\ \bullet W_i \text{ (et } W_j) : \text{ poids du niveau } i \text{ (ou } j). \end{array} \right.$$

(suivant les deux directions)

$$F_{ix} = \frac{(V_x- F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \text{et} \quad F_{iy} = \frac{(V_y- F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

3. Calcul de l'excentricité entre le centre de rigidité et le centre de gravité: Ex = Xt - ex

- **Ex** : excentricité entre le centre masse et le centre de gravité (suivant le sens x-x)
- (Idem pour **Ey** : suivant sens y-y) .
- **ex = 22,5 m** : coordonnée du centre de gravité suivant le sens x-x.
- **ey = 9,5 m** : coordonnée du centre de gravité suivant le sens y-y.
- **Xt** : coordonnée du centre de masse (suivant le sens x-x) (Idem pour **Yt**: suivant le sens y-y)
- **Xt = $\frac{\sum (I_{xi} \cdot xi)}{\sum I_{xi}}$**
- **Ixi** : moments d'inerties des poteaux (suivant le sens x-x)
(Idem pour **Iyi** : suivant le sens y-y)
- **xi** : distance entre les poteaux (mesurée toujours à partir du 1^{er} poteau (suivant le sens x-x).
(Idem pour **yi** : suivant le sens y-y)

$$X_t = \frac{10140 \times (5+10+15+20+25+30+35+40+45)}{10140 \times 10} = \frac{225}{10} = 22,50 \text{ m}$$

$$Y_t = \frac{43190 \times (7,5+12,5+19)}{43190 \times 4} = \frac{225}{10} = 9,76 \text{ m}$$

IV.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Tableau 23: Valeurs des moments de torsion

Niveau	Hauteur cumulée Z (m)	Poids de l'étage Wi (KN)	Wi.hi (KN.m)	F _x ⁱ (KN)	F _y ⁱ (KN)	Ex (m)	Ey (m)	Exadm (m)	Eyadm (m)
RDC	6	6 971,259	41 827,55	1 664,91	1 248,68	0	0,26	2,25	1,20
1^{er} Etage	10,4	6 200,803	27 283,53	1 086	814,5	0	0,26	2,25	1,00
2^{ème} Etage	14,8	6 201,046	27 284,6	1 086,04	814,53	0	0,26	2,25	1,00
3^{ème} Etage	19,2	6 263,583	27 559,77	1 096,99	822,74	0	0,26	2,25	1,00
4^{ème} Etage	23,6	3 456,021	15 206,49	605,28	453,96	0	0,41	2,25	0,68

IV.10. Conclusion

Au niveau de ce chapitre, nous avons étudié le comportement de la structure vis-à-vis du séisme selon la méthode d'analyse modale spectrale conformément au RPA 99 version 2003. Nous avons déterminé le type de contreventement (en V) qui satisfait les conditions de période, d'efforts tranchants et de déplacements de chaque niveau de notre structure.

CHAPITRE V : ANALYSE DE LA STRUCTURE**V.1. Introduction :**

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue de se rapprocher au maximum du comportement de la structure d'origine.

Plusieurs types d'approches sont possibles pour pouvoir apprécier le comportement du modèle:

- La modélisation par éléments finis.
- La modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes.

Au niveau de notre projet, nous avons adopté la modélisation par éléments finis traitée par le logiciel Robot Structural Analysis Professional (dit ROBOT).

V.2. Les phases principales de modélisation par le logiciel « ROBOT »:

Les phases de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot sont les suivantes :

- Le choix des unités (longueur (m) , force (KN)) , des règlements de calculs.
- La définition de la géométrie de base.
- La définition des différentes sections de la structure (poteaux, poutres, solives, etc...).
- Le dessin des différents éléments.
- La définition des types de relâchement.
- La définition du type de plancher et de l'épaisseur.
- La définition des différentes charges (charges permanentes, surcharges d'exploitation, action du vent et neige, effets du séisme, etc ...) et les appliquer à la structure.
- L'analyse modale.
- La définition des différentes combinaisons.
- Le lancement du calcul.
- L'ouverture du fichier résultats aux fins de la vérification des déplacements, de la période de la structure.
- Trouver les valeurs des sollicitations (M, N, V) afin de vérifier les éléments de la structure.

V.3. Résultats :**V.3.1. Poutre principale**

Tableau 24: Sollicitations de la poutre principale

Sollicitation max	N correspondant (KG)	V correspondant (KG)	M correspondant (KG.m)	Combinaison
N max	133,92	4 903,19	-14 168,86	1,35G+1,5V ₂ +0,9Q
Vmax	1,16	36 159,10	-77 877,31	1,35G+1,5Q+0,9V ₂
M max	1,16	36 159,10	-77 877,31	1,35G+1,5Q+0,9V₂

V.3.2. Poteau

Tableau 25: Sollicitations des poteaux

Sollicitation max	N correspondant (KG)	V correspondant (KG)	M correspondant (KG.m)	Combinaison
N max	309 166,90	2 448,55	-5 838,27	G+Q+1,2Ex
Vmax	33 853,12	22 769,43	60 316,74	1,35G+1,5Q+0,9N
M max	33 853,12	22 769,43	60 316,74	1,35G+1,5Q+0,9N

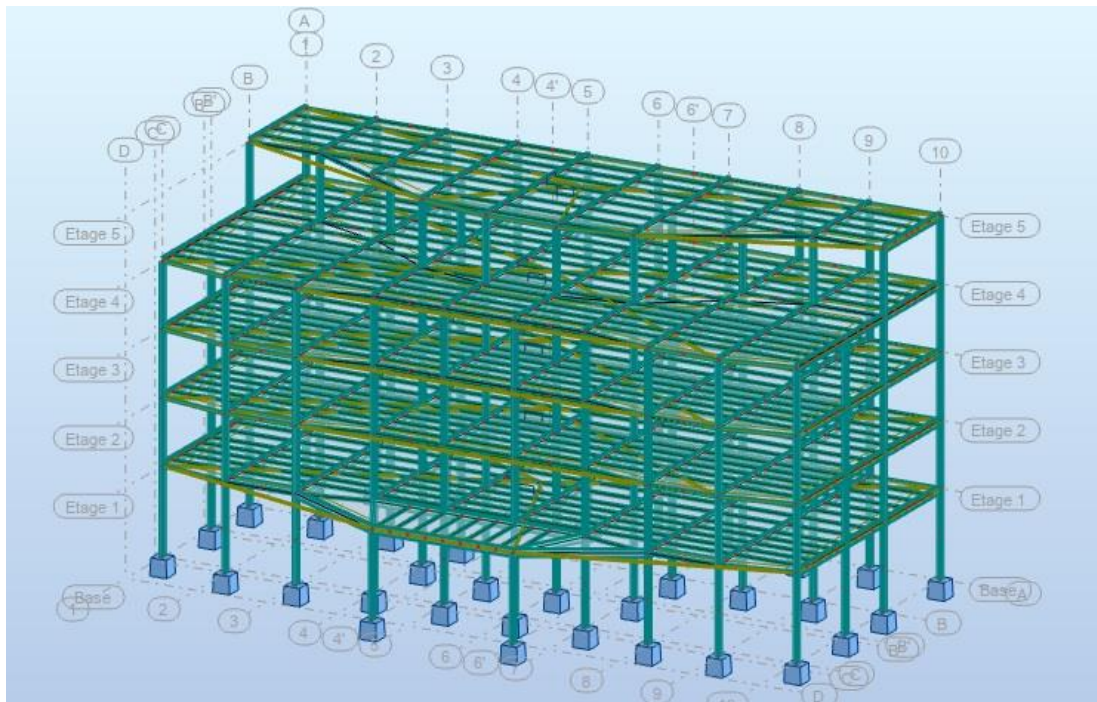


Figure 21: Ossature sans contreventement (en 3D)

Cas/Etage	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
25 (C) (CQC)/	-0.6	-10.5	-6.8	-19.8
25 (C) (CQC)/	-1.1	-12.2	-9.2	-23.0
25 (C) (CQC)/	-1.4	-13.4	-5.9	-25.0
26 (C) (CQC)/	13.6	1.2	13.0	0.2
26 (C) (CQC)/	31.6	2.0	30.7	0.4
26 (C) (CQC)/	54.8	2.5	53.9	0.5
26 (C) (CQC)/	84.3	2.7	83.4	0.6
26 (C) (CQC)/	122.0	2.7	121.5	0.4
27 (C) (CQC)/	4.0	9.1	1.2	4.8
27 (C) (CQC)/	5.0	15.2	1.0	8.1
27 (C) (CQC)/	6.8	19.9	0.6	10.6
27 (C) (CQC)/	9.1	23.1	1.1	12.4
27 (C) (CQC)/	5.9	24.9	1.4	13.3
28 (C) (CQC)/	-13.0	-0.2	-13.6	-1.2
28 (C) (CQC)/	-30.7	-0.3	-31.6	-1.9
28 (C) (CQC)/	-53.9	-0.4	-54.8	-2.4
28 (C) (CQC)/	-83.4	-0.4	-84.3	-2.5
28 (C) (CQC)/	-121.5	-0.6	-122.0	-2.9
29 (C) (CQC)/	-1.2	-4.8	-4.0	-9.1
29 (C) (CQC)/	-1.0	-8.0	-5.0	-15.1
29 (C) (CQC)/	-0.6	-10.5	-6.8	-19.8
29 (C) (CQC)/	-1.1	-12.2	-9.2	-22.9
29 (C) (CQC)/	-1.4	-13.4	-5.9	-25.1
30 (C) (CQC)/	16.3	1.5	15.6	0.3
30 (C) (CQC)/	37.9	2.4	36.8	0.5
30 (C) (CQC)/	65.8	2.9	64.6	0.6
30 (C) (CQC)/	101.2	3.2	100.1	0.7
30 (C) (CQC)/	146.4	3.3	145.7	0.5
31 (C) (CQC)/	4.7	11.0	1.5	5.8
31 (C) (CQC)/	6.0	18.2	1.1	9.7
31 (C) (CQC)/	8.2	23.9	0.7	12.7
31 (C) (CQC)/	11.0	27.7	1.3	14.8
31 (C) (CQC)/	7.1	29.9	1.7	16.0

Figure 22: Résultats des déplacements (avant contreventement)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
8/ 1	0.09	10.74	64.08	0.00	0.0	64.08	0.00	0.0
8/ 2	0.47	2.11	89.29	0.00	0.0	25.21	0.00	0.0
8/ 3	0.84	1.19	89.31	63.11	0.0	0.02	63.11	0.0
8/ 4	0.98	1.02	89.81	89.32	0.0	0.50	26.21	0.0
8/ 5	1.12	0.89	97.21	90.00	0.0	7.41	0.67	0.0
8/ 6	2.02	0.50	99.39	90.00	0.0	2.17	0.00	0.0
8/ 7	2.54	0.39	99.40	95.83	0.0	0.01	5.83	0.0
8/ 8	3.02	0.33	99.43	97.68	0.0	0.03	1.85	0.0
8/ 9	3.34	0.30	99.83	97.70	0.0	0.40	0.02	0.0
8/ 10	4.23	0.24	99.83	98.87	0.0	0.00	1.17	0.0

Figure 23: Résultats des périodes (avant contreventement)

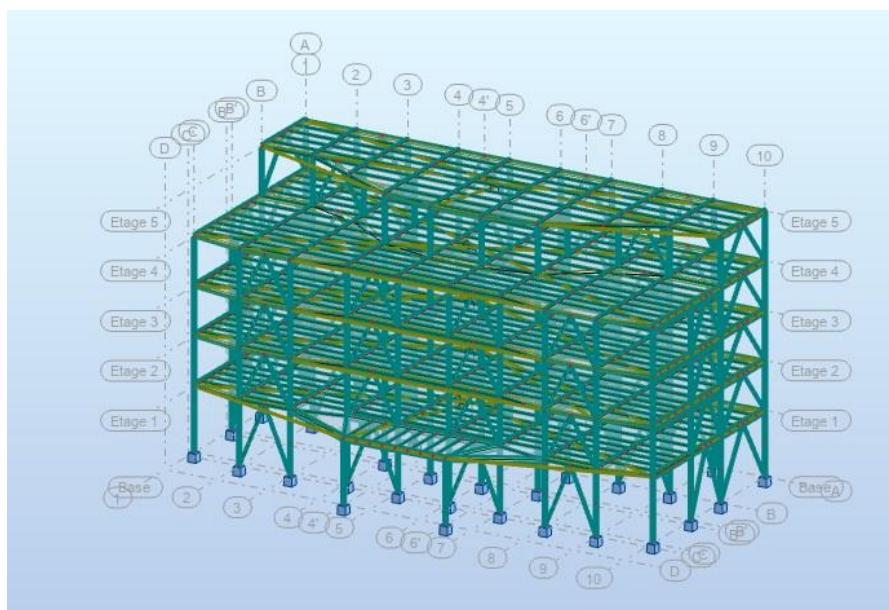


Figure 24: Ossature avec contreventement (en 3D)

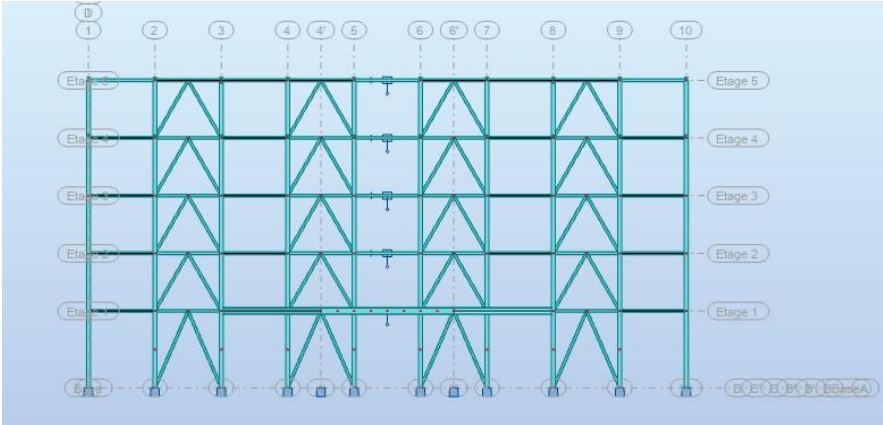


Figure 25: Contreventement en V (suivant sens x-x)

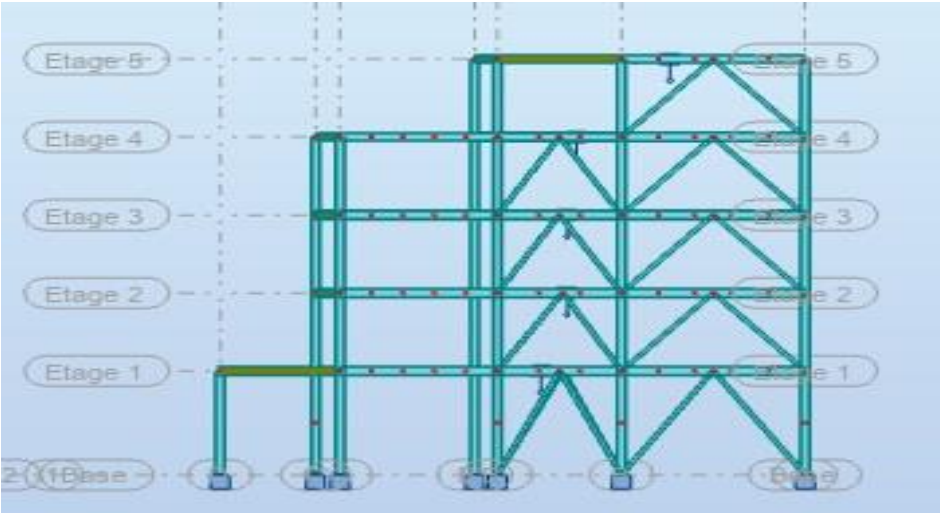


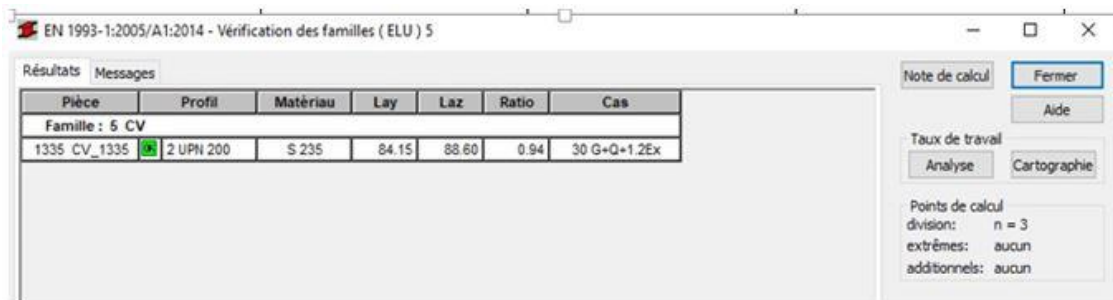
Figure 26: Contreventement en V (suivant sens y-y)

Cas/Etage	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
25 (C) (CQC)/	-0.6	-6.3	-1.1	-9.0
25 (C) (CQC)/	-0.8	-7.5	-1.4	-10.7
25 (C) (CQC)/	-1.0	-8.4	-1.2	-12.0
26 (C) (CQC)/	3.3	0.6	2.9	0.3
26 (C) (CQC)/	5.6	1.0	5.0	0.5
26 (C) (CQC)/	7.8	1.3	7.0	0.7
26 (C) (CQC)/	9.9	1.7	8.9	0.8
26 (C) (CQC)/	11.9	1.7	11.2	0.8
27 (C) (CQC)/	0.6	4.3	0.3	3.0
27 (C) (CQC)/	0.8	6.8	0.5	4.8
27 (C) (CQC)/	1.1	9.0	0.6	6.4
27 (C) (CQC)/	1.4	10.7	0.8	7.5
27 (C) (CQC)/	1.2	11.9	1.0	8.3
28 (C) (CQC)/	-2.9	-0.3	-3.3	-0.6
28 (C) (CQC)/	-5.0	-0.5	-5.6	-1.0
28 (C) (CQC)/	-7.0	-0.7	-7.8	-1.3
28 (C) (CQC)/	-8.9	-0.8	-9.9	-1.6
28 (C) (CQC)/	-11.2	-0.9	-11.9	-1.8
29 (C) (CQC)/	-0.3	-3.0	-0.6	-4.2
29 (C) (CQC)/	-0.5	-4.8	-0.8	-6.8
29 (C) (CQC)/	-0.6	-6.3	-1.1	-9.0
29 (C) (CQC)/	-0.8	-7.4	-1.4	-10.7
29 (C) (CQC)/	-1.0	-8.4	-1.2	-12.0
30 (C) (CQC)/	4.0	0.7	3.5	0.4
30 (C) (CQC)/	6.7	1.2	6.0	0.6
30 (C) (CQC)/	9.4	1.6	8.5	0.8
30 (C) (CQC)/	11.9	2.0	10.7	1.0
30 (C) (CQC)/	14.3	2.0	13.4	1.0
31 (C) (CQC)/	0.7	5.1	0.3	3.6
31 (C) (CQC)/	1.0	8.2	0.5	5.8
31 (C) (CQC)/	1.3	10.9	0.8	7.6
31 (C) (CQC)/	1.6	12.9	1.0	9.0
31 (C) (CQC)/	1.4	14.3	1.2	9.9

Figure 27: Résultats des déplacements après contreventement

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
8/ 1	1.31	0.66	79.45	4.76	0.0	79.45	4.76	0.0
8/ 2	1.35	0.64	84.44	88.54	0.0	4.99	83.78	0.0
8/ 3	2.12	0.47	85.46	89.68	0.0	1.02	1.14	0.0
8/ 4	3.61	0.28	98.05	89.68	0.0	12.59	0.01	0.0
8/ 5	3.85	0.26	98.07	97.90	0.0	0.02	8.21	0.0
8/ 6	5.93	0.17	98.25	97.98	0.0	0.19	0.09	0.0
8/ 7	6.37	0.16	98.44	99.10	0.0	0.18	1.11	0.0
8/ 8	6.51	0.15	99.35	99.28	0.0	0.91	0.18	0.0
8/ 9	8.75	0.11	99.42	99.60	0.0	0.07	0.32	0.0
8/ 10	8.87	0.11	99.66	99.66	0.0	0.23	0.06	0.0

Figure 28: Résultats des périodes après contreventement



$N_{sd} = 81\,642,94$ KG (traction) combinaison G+Q+1,2Ex
 $N_{sd} = -58\,633,39$ KG (compression) combinaison 0,8G -Ex

Figure 29: Résultats des sollicitations de contreventement

Nom	Masse [kg]
Etage 1	697125.91
Etage 2	620080.26
Etage 3	620104.62
Etage 4	626358.27
Etage 5	345602.12

Figure 30: Poids de la structure de chaque niveau

Etage	Nom	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	2.25	1.20
2	Etage 2	2.25	1.00
3	Etage 3	2.25	1.00
4	Etage 4	2.25	1.00
5	Etage 5	2.25	0.68

Figure 31: Différence entre le centre de rigidité et le centre de gravité admissible 5%

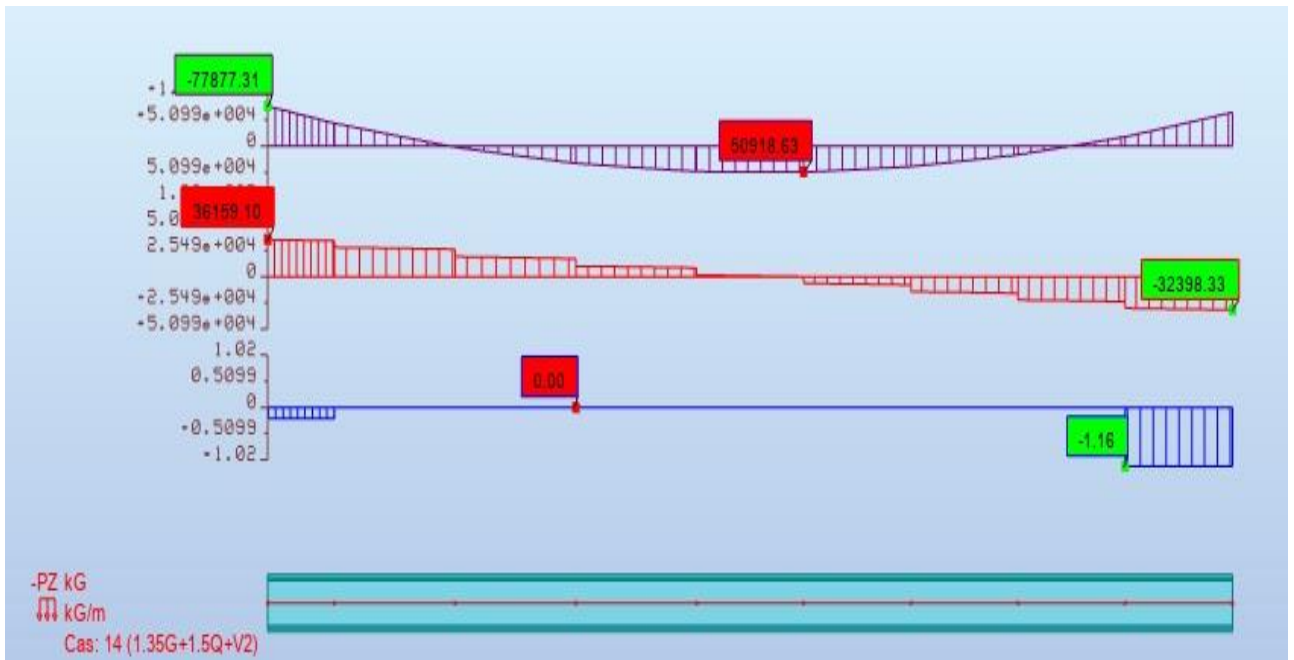


Figure 32: Diagrammes des sollicitations (M , V & N) de la poutre principale

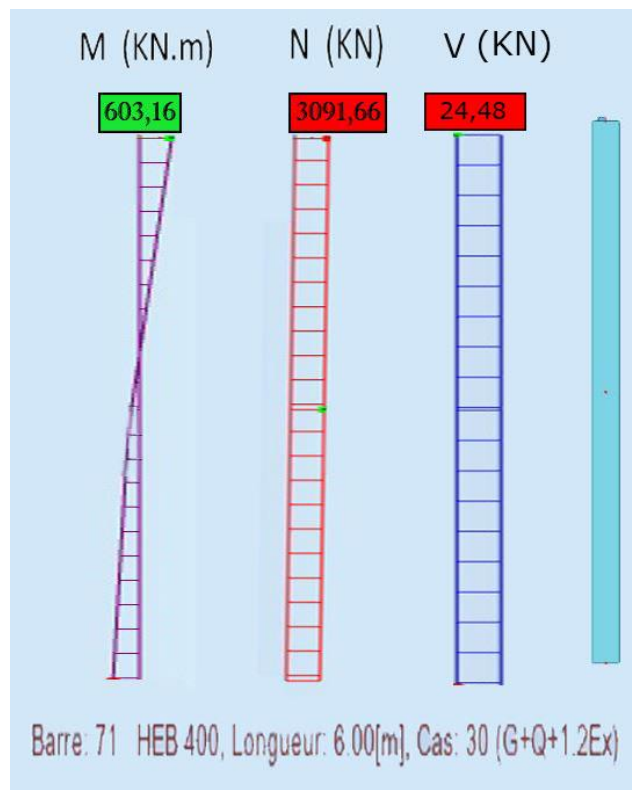


Figure 33: Diagrammes des sollicitations (M , N & V) du poteau le plus sollicité

V.4. Conclusion :

Au niveau de ce chapitre, nous avons d'abord introduit (INPUT) au niveau du logiciel ROBOT, tous les paramètres nécessaires et relatifs à la structure de notre bâtiment que sont : les caractéristiques des éléments de la structure et les différentes actions à lesquelles la structure est soumise (charges permanentes, surcharges d'exploitation, neige, vent et séisme).

En termes de résultats (OUTPUT), ce logiciel nous a donné la modélisation de cette structure ainsi que les valeurs des sollicitations y afférent (moments M, efforts normaux N et efforts tranchants V) qui vont nous permettre dans une prochaine étape les vérifications nécessaires.

**CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX
ET SECONDAIRES**

VI.1. Introduction :

Au niveau de ce chapitre, nous allons exploiter les résultats donnés par le logiciel Robot (chapitre précédent) afin de procéder aux vérifications obligatoires de la stabilité (résistance, rigidité, flèche, flambement) des éléments métalliques de la structure (poteaux, poutres, solives, escaliers et contreventement) et ce conformément aux dispositions du CCM97.

De plus, il y a lieu de procéder aux calculs et vérification du ferrailage de l'acrotère en béton armé (élément non structural) selon les dispositions du RPA 99 version 2003.

VI.2. Solives du plancher courant :

En général, les solives sont des profilés en **IPE, IPN**, dont leur espacement est compris entre 1,0 et 1,5m selon le type du plancher utilisé.

S'agissant de notre projet, les solives ont une portée de 5 m et un espacement de 1,5m.

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

- Poids propre du plancher..... $G = 391 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre du profilé $G_p = 26,2 \text{ daN/m}^2$
- Surcharge de construction..... $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

➤ **Combinaisons des charges :**

- **E.L.U :**

$$q_u = 1,35 \times G_p + (1,35G + 1,5 \times Q) \times 1,5 = 1,35 \times 26,2 + (1,35 \times 391 + 1,5 \times 250) \times 1,5 = 1389,645 \text{ daN/m.}$$

$$q_u = 13,89 \text{ KN/m}$$

- **E.L.S:**

$$q_{ser} = G_p + (G + Q) \times 1,5 = 26,2 + (391 + 250) \times 1,5 = 987,7 \text{ daN/m}$$

$$q_{ser} = 9,87 \text{ KN/m}$$

➤ **Classification du profilé métallique :**

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

- La semelle est comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{55}{9,2} = 5,97 (< 10 \varepsilon) \longrightarrow$ semelle de classe 1

- L'âme est fléchie : $\frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,1 (< 72 \varepsilon) \longrightarrow$ section transversale de classe 1

\longrightarrow Le profilé métallique (solive d'escalier) est de classe 1

➤ **Vérifications :**

a. Vérification de la résistance à la flexion :

Selon le CCM 97, le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale est de classe I et II doit satisfaire la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl.rd}$

$$\left. \begin{aligned} \bullet M_{pl.rd} &= \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \times 0,235}{1,1} = 60,88 \text{ KN.m} \\ \bullet M_{max} = M_{sd} &= \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13,89 \times 5^2}{8} = 43,4 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \longrightarrow M_{sd} \leq M_{pl.rd}$$

➔ **La condition de la résistance à la flexion est satisfaite.**

b. Vérification de la condition de la flèche :

Selon le CCM 97, la flèche maximale doit remplir la condition suivante : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\left. \begin{aligned} \text{Avec : } \bar{f} &= \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm} \\ \text{et : } f_{max} &= \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 9,87 \times 5000^4}{384 \times 2,1 \times 2772 \times 10^9} = 13,79 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow f_{max} \leq \bar{f}$$

➔ **La condition de la flèche est satisfaite.**

➤ **Conclusion :**

Le profilé métallique **IPE 220** satisfait toutes les conditions de stabilité (résistance, rigidité et flèche). On l'adopte donc adopte pour la solive de plancher d'étage courant.

VI.3. Poutres principales :

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

L'exploitation des résultats des sollicitations des poutres principales données par le logiciel ROBOT (cf §V.3.1), permettent d'adopter la combinaison $1,35G + 1,5Q + 0,9V_2$ pour la suite des vérifications.

A titre de rappel, les résultats y afférents se résument comme suit :

$$M_{max}(\text{travée}) = 505,83 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{max}(\text{appuis}) = - 778,77 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1,16 \text{ KN} \quad (\text{il est petit par rapport au moment, il est donc négligeable})$$

$$V_{sd} = 361,59 \text{ KN}$$

Combinaison $1,35G + 1,5Q + 0,9 V_2$

➤ **Classification des sections transversales**

- La semelle est comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{22,5} = 6,67 (< 10 \varepsilon) \longrightarrow$ semelle de classe 1
- L'âme est fléchie : $\frac{d}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 (< 72 \varepsilon) \longrightarrow$ section transversale de classe 1
 \longrightarrow Le profilé métallique (poutre principale) est de classe 1

➤ **Vérifications:**

- **Remarque :** Concernant les poutres principales, nous avons opté pour un profilé métallique type HEB 360 avec rajout de jarrets de 90 mm de hauteur et 2550 mm de longueur fixés avec les poteaux au niveau des appuis.

a.1 Vérification de la résistance à la flexion en travée (HEB 360) :

Selon le CCM 97, le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale est de classe I et II doit satisfaire la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

- $M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 630,51 \text{ KN.m}$
 - $M_{sd} = 505,83 \text{ KN.m}$
- } $\longrightarrow M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

\longrightarrow **La condition de la résistance à la flexion en travée est satisfaite.**

b.1 Vérification de la condition de la flèche :

Selon le CCM 97, la flèche maximale doit remplir la condition suivante : $f_{max} \leq \bar{f}$

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{8400}{250} = 33,6 \text{ mm}$

et : $f_{max} = f_q + f_p$

- f_q : flèche de charge répartie $f_q = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{el}} = \frac{33,47 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \times 43190 \times 10^9} = 4,78 \text{ mm}$
- f_p : flèche de charge concentrée $f_p = \frac{n \times p \times L^3}{76,8 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1310 \times 8400^3}{76,8 \times 2,1 \times 43190 \times 10^9} = 0,55 \text{ mm}$

$f_{max} = f_q + f_p = 4,78 + 0,55 = 5,33$
mm
 $\bar{f} = 33,6 \text{ mm}$

} $\longrightarrow f_{max} \leq \bar{f}$

\longrightarrow **La condition de la flèche est satisfaite.**

a.2 Vérification de la résistance à la flexion en appui (HEB 450) :

Selon le CCM 97, le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale est de classe I et II doit satisfaire la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$\left. \begin{aligned} \bullet M_{pl,rd} &= \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3982 \times 0,235}{1,1} = 850,7 \text{ KN.m} \\ \bullet M_{sd} &= 778,77 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \longrightarrow M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

—————> **La condition de la résistance à la flexion en appui est satisfaite.**

b.2 Vérification de la condition de la flèche :

Selon l'Eurocode3 (§7.2.1), la flèche maximale doit remplir la condition suivante : $f_{max} \leq \bar{f}$

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{8400}{250} = 33,6 \text{ mm}$

et : $f_{max} = f_q + f_p$

• f_p : flèche de charge concentrée $f_p = \frac{n \times p \times L^3}{76,8 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1310 \times 8400^3}{76,8 \times 2,1 \times 79890 \times 10^9} = 0,30 \text{ mm}$

• f_q : flèche de charge répartie $f_q = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{el}}$

Avec $q_s = G_p + (G + Q) \times 5 = 171 + (391 + 250) \times 5 = 3\ 376 \text{ daN/m}$ soit $q_s = 33,76 \text{ KN/m}$

$f_q = \frac{33,76 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \times 79890 \times 10^9} = 2,61 \text{ mm}$

$$\left. \begin{aligned} f_{max} &= f_q + f_p = 2,61 + 0,30 = 2,91 \text{ mm} \\ \bar{f} &= 33,6 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow f_{max} \leq \bar{f}$$

—————> **La condition de la flèche est satisfaite.**

➤ **Conclusion :**

Le profilé métallique **HEB 360** satisfait toutes les conditions de stabilité (résistance, rigidité et flèche). On l'adopte donc pour la poutre principale du plancher d'étage courant .

VI.4. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux et rectilignes destinés à résister aux charges axiales de compression. Ils supportent les planchers, les toitures ... et transmettent aussi les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

Tableau 26: Caractéristiques du profilé métallique HEB 400

Désignation abrégée	Poids G	Section A	Dimensions		Caractéristiques					
	Kg/m	cm ²	h mm	b mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEB400	155	197,8	400	300	57 680	10 820	3 232	1 104	17,8	7,4

L'exploitation des résultats des sollicitations des poutres principales données par le logiciel ROBOT (cf §V.3.2), permettent d'adopter la combinaison $G + Q + 1,2E_x$ pour la suite des vérifications.

A titre de rappel, les résultats correspondants se résument comme suit :

$$N_{sd} = 3\,091,66 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 603,16 \text{ KN.m}$$

$M_{sdz} = -0,03 \text{ KN.m}$ (Ce moment est très faible par rapport à l'effort normal ; il est donc négligeable).

Combinaison $G + Q + 1,2 E_x$

➤ **Vérifications :**

a. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Selon le CCM 97, la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{Ny,Rd}$ doit être satisfaite

$$\bullet \quad M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5a} \right)$$

où $n = N_{sd} / N_{pl,Rd}$ et $a = (A - 2 B t_f) / A$ mais $a \leq 0,5$

$$N_{sd} = 3\,091,66 \text{ KN} \quad ; \quad M_{sd} = 603,16 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{197,8 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 4\,235,13 \text{ KN}$$

$$n = \frac{3\,091,66}{4\,235,13} = 0,6817$$

$$a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = \frac{19780 - 2 \times 300 \times 24}{19780} = 0,271$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3232 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 1690,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ny,Rd} = 1690,47 \times \left[\left(\frac{1 - 0,6817}{1 - 0,5 \times 0,271} \right) \right] = 622,41 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{sd} = 603,16 \text{ KN.m} \\ M_{Ny,Rd} = 622,41 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \longrightarrow M_{sd} \leq M_{Ny,Rd}$$

→ La condition de la résistance à la flexion composée est satisfaite.

b. Vérification du flambement :

La condition suivante $N_{sd} \leq \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$ doit être satisfaite

Avec : $\beta_A = 1$ Classe 1,2 ou 3

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{-0,5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

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

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

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

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

• Choix de l'axe de flambement :

$$l_f = 0,5 \times l_0 = 3 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{300}{17,08} = 17,56 \text{ m} \\ \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{300}{7,4} = 40,54 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow \lambda_z > \lambda_y \longrightarrow \text{Axe de flambement z-z}$$

• Choix de la courbe de flambement :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1,33 (> 1,2) \\ t_f = 24 (< 100) \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Courbe de flambement B}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{40,54}{93,1} = 0,43$$

$$\chi = 0,805$$

$$N_{pl.rd} = 0,805 \times \frac{1 \times 235 \times 197,8 \times 10^{-1}}{1,1} = 3\,401,71 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3\,091,66 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{pl.rd} = 3\,401,71 \text{ KN} \\ N_{sd} = 3\,091,66 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow N_{sd} \leq N_{pl.rd}$$

→ La condition du flambement est satisfaite.

➤ **Conclusion :**

Le profilé métallique **HEB 400** satisfait toutes les conditions de stabilité (résistance, rigidité et flambement). On l'adopte donc pour tous les poteaux.

VI.5. Vérification des contreventements :

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés. On fait le calcul suivant un sens avec un type de contreventement (en V).

L'exploitation des résultats des sollicitations des contreventements données par le logiciel ROBOT (cf figure 24), permettent d'adopter deux combinaisons ($G+Q+1,2E_x$ et $0,8G-E_x$) pour la suite des vérifications.

A titre de rappel, les résultats y afférents se résument comme suit :

$$N_{sd} = 81\,643 \text{ KN (traction)} \dots\dots\dots \text{ Combinaison : } G + Q + 1,2E_x$$

$$N_{sd} = -58\,633 \text{ KN (compression)} \dots\dots\dots \text{ Combinaison : } 0,8G - E_x$$

➤ **Prédimensionnement des profilés métalliques du contreventement :**

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{586,33 \times 0,235}{1,1} \geq 71,4 \text{ cm}^2$$

→ On adopte un double UPN 200 ⇒ **A = 32,2 cm²**

a. Vérification de la résistance à la traction

La condition suivante $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$ doit être satisfaite.

• **suivant la section brute**

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{32,2 \times 0,235}{1,1} = 687,9 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 586,33 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{pl.Rd} = 687,9 \text{ KN} \\ N_{sd} = 586,33 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

→ La condition de la résistance à la traction suivant la section brute est satisfaite.

• **suivant la section nette**

$$A_{\text{nette}} = A - (d \times t) = 3220 - (2 \times 22 \times 5) = 57,4 \text{ mm}^2$$

d : diamètre des boulons M22.

t : épaisseur de la cornière.

$$A_{\text{nette}} (\text{double UPN}) = 2 \times A_{\text{nette}} = 114,8 \text{ mm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{\text{pl.Rd}} &= \frac{A_{\text{nette}} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{114,8 \times 0,235}{1,1} = 2\,452,5 \text{ KN} \\ N_{\text{sd}} &= 586,33 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \longrightarrow N_{\text{sd}} \leq N_{\text{pl.Rd}}$$

→ **La condition de la résistance à la traction suivant la section nette est satisfaite.**

b. Vérification à la compression

La condition suivante $N_{\text{sd}} \leq N_{\text{c.Rd}}$ doit être satisfaite.

$$\left. \begin{aligned} N_{\text{c.Rd}} &= \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{32,2 \times 2 \times 235}{1,1} = 1\,375,81 \text{ KN} \\ N_{\text{sd}} &= 586,33 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \longrightarrow N_{\text{sd}} \leq N_{\text{c.Rd}}$$

→ **La condition de la résistance à la compression est satisfaite.**

c. Vérification au flambement

Le flambement est vérifié selon l'axe de la plus faible inertie du profilé métallique, soit selon l'axe z-z

La condition suivante $N_{\text{sd}} \leq N_{\text{pl.Rd}}$ doit être satisfaite.

$$N_{\text{pl.Rd}} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec } \beta_a = 1$$

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

$$\lambda = \frac{l_f}{2 \times i_z} \quad ; (l_f = 1) \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93,3 \varepsilon \quad (\text{avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5}) \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$N_{\text{c.Rd}} = \frac{7320}{2 \times 2,14} = 171,28 (> 0,2) \longrightarrow \text{Il y a un risque de flambement}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

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

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

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,387 - 0,2) + 1,387^2] = 1,753$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \lambda^2]^{0,5}} = 0,86$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,86 \times 1 \times 2 \times 32,2 \times 23,5}{1,1} = 1\ 183,20 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 586,33 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = 1\ 183,20 \text{ KN} \\ N_{sd} = 586,33 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

→ La condition du flambement est satisfaite.

➤ **Conclusion :**

Les profilés métalliques **2UPN 200** satisfont toutes les conditions de stabilité et de résistance conformément au CCM97. On les adopte donc pour les contreventements.

VI.6. Etude des escaliers :

Notre bâtiment comprend deux (02) escaliers identiques à quatre (04) volées droites.

VI.6.1. Solive d'escalier

• **Phase de construction :**

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

- Poids propre du plancher $G = 371 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre du profilé $G_p = 6 \text{ daN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q = 400 \text{ daN/m}^2$

➤ **Combinaisons des charges :**

L'entraxe entre les solives est de 0,75 m.

• **E.L U :**

$$q_u = 1,35 \times G_p + (1,35G + 1,5 \times Q) \times 0,75 = 1,35 \times 6 + (1,35 \times 371 + 1,5 \times 400) \times 0,75 = 833,73 \text{ daN/m.}$$

$$q_u = 8,33 \text{ KN/m}$$

• **E.L S:**

$$q_{ser} = G_p + (G + Q) \times 0,75 = 6 + (371 + 400) \times 0,75 = 584,25 \text{ daN/m}$$

$$q_{ser} = 5,8425 \text{ KN/m}$$

➤ **Classification des sections transversales:**

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

• La semelle est comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{23}{5,2} = 4,42 (< 10 \varepsilon) \longrightarrow$ semelle de classe 1

• L'âme est fléchie : $\frac{d}{t_w} = \frac{59,6}{3,3} = 15,68 (< 72 \varepsilon) \longrightarrow$ section transversale de classe 1

→ Le profilé métallique (solive d'escalier) est de classe 1

➤ **Vérifications:**

a. Vérification de la résistance à la flexion:

Selon le CCM 97, le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale est de classe I et II doit satisfaire la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$\left. \begin{aligned} \bullet M_{pl,rd} &= \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23,2 \times 0,235}{1,1} = 4,95 \text{ KN.m} \\ \bullet M_{max} = M_{sd} \frac{q_u \times l^2}{t_w} &= \frac{8,3373 \times 1,5^2}{8} = 2,34 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \longrightarrow M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

➔ **La condition de la résistance à la flexion est satisfaite.**

b. Vérification de la condition de la flèche :

Selon le CCM 97, la flèche maximale doit remplir la condition suivante : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\left. \begin{aligned} \text{Avec : } \bar{f} &= \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm} \\ \text{et : } f_{max} &= \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E_x I_y} = \frac{5 \times 5,8425 \times 1500^4}{384 \times 2,1 \times 81,1 \times 10^9} = 2,26 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow f_{max} \leq \bar{f}$$

➔ **La condition de la flèche est satisfaite.**

Conclusion :

Le profilé métallique **IPE 80** satisfait toutes les conditions de stabilité (résistance, rigidité et flèche). On l'adopte donc pour la solive d'escalier.

VI.5.2. Dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont en charpente métallique .

Pour leur dimensionnement des marches (g : giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : **59 cm ≤ (g + 2h) ≤ 66 cm**

dont : g (giron) : 22 cm ≤ g ≤ 30 cm

et : h (contre marche) : 14 cm ≤ h ≤ 20 cm

• Hauteur d'étage : H = 6 m

• Giron : g = 30 cm

On a 59 cm ≤ (30+2h) ≤ 66 cm ➔ 14,5 cm ≤ h ≤ 18 cm

Pour h = 17cm on a 10 marches pour la 1^{ère} et le 3^{ème} volée, 7 pour la 2^{ème} volée et 6 pour la 4^{ème} volée .

- Longueur de la ligne de la foulée est : $L = g (n-1) = 30 \times (8-1) = 210 \text{ cm} = 2,1 \text{ m}$
- Inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{17}{30} \longrightarrow \alpha = 29,54^\circ$
- Longueur de la paillasse : $L = \frac{1,93}{\sin \alpha} = 3,91 \text{ m}$

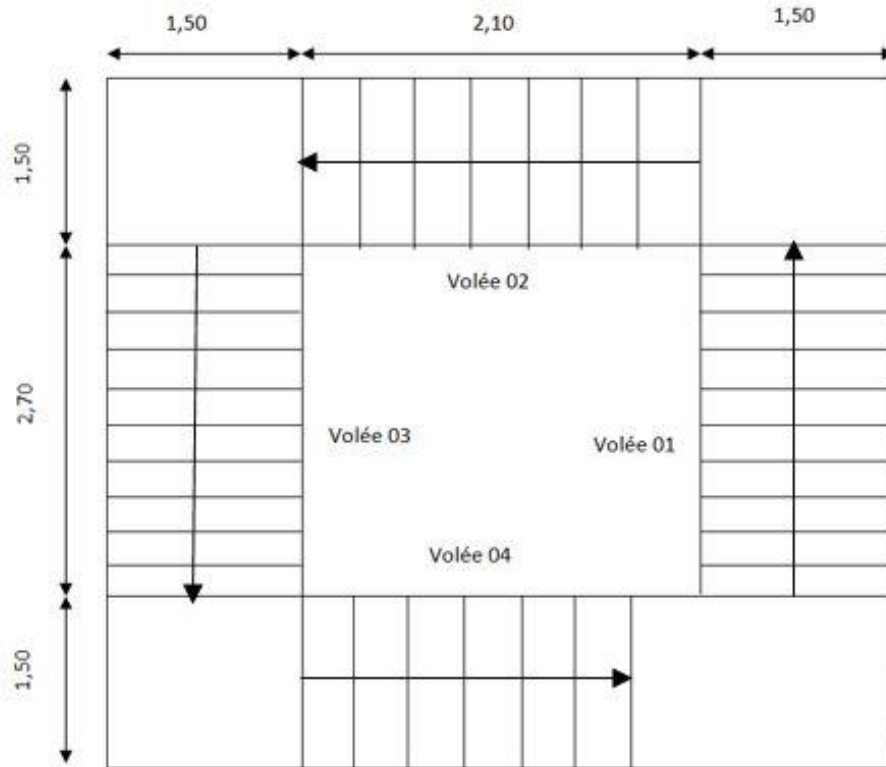


Figure 34: Disposition (en plan) de l'escalier

- **h** : Contre marche (hauteur de la marche) $h = 17 \text{ cm}$.
- **g** : Giron (largeur de la marche) $g = 30 \text{ cm}$.
- **n** : Nombre de contre marches
- **m** : Nombre des marches $m = n - 1$

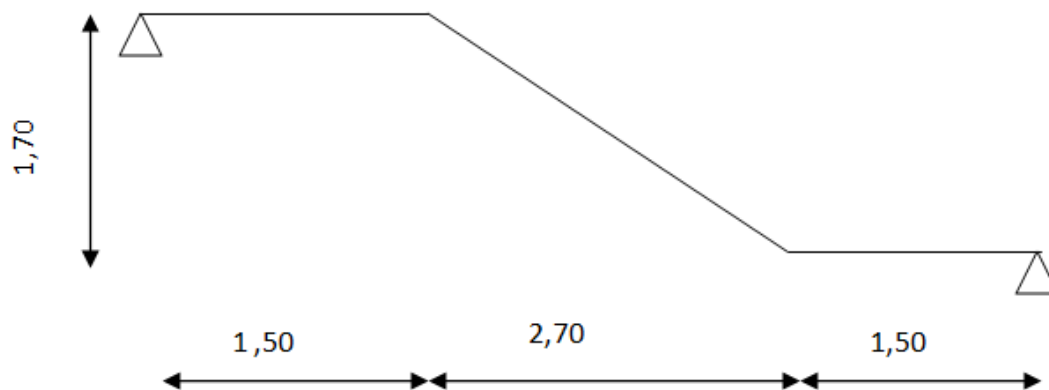


Figure 35: Disposition (en coupe) de l'escalier

VI.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs :

➤ **Conception d'une marche :**

- 1 : Limon UPN.
- 2 : Tôle.
- 3 : Cornière

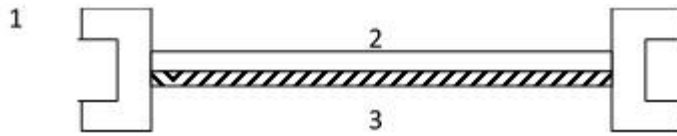


Figure 36: Schéma de la conception d'une marche

➤ **Evaluation des charges :**

✓ **Les Charges « G »:**

❖ **Charge de volée**

- Tôle (5mm) 0,45 KN/m²
 - Mortier de pose (ep=2cm) 0,36 KN/m²
 - Revêtement (textile) 0,08 KN/m²
- Total G = 0,89 KN/m²**

❖ **Charge de palier**

- Revêtement (textile) 0,08 KN/m²
 - Mortier de pose (ep=2cm) 0,36 KN/m²
 - Dalle en béton armé (ep=8cm) 2 KN/m²
 - TN 40 0,11 KN/m²
- Total G = 2,55 KN/m²**

✓ **La Charge « Q »:**

- Surcharge d'exploitation **Q = 4,00 KN/m²**

➤ **Combinaison des charges**

- **ELU :** $q_u = (0,3/2) \times [(1,35 \times 0,89) + (1,5 \times 4)] = 1,08 \text{ KN/ml}$
- **ELS :** $q_s = (0,3/2) \times (0,89 + 4) = 0,73 \text{ KN/ml}$

VI.5.4. Dimensionnement du support des marches:

1. Prédimensionnement :

Selon le CCM 97, la flèche maximale doit remplir la condition suivante : $f_{\max} \leq \bar{f}$

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{250}$

et : $f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$

Le moment d'inertie du support doit aussi répondre à : $I \geq \frac{5 \times q_s \times 250 \times L^3}{384 \times E}$

$$I \geq \frac{5 \times 0,73 \times 250 \times 1500^3}{384 \times (2,1 \times 10^5)} \longrightarrow \text{Soit } I \geq 3,82 \text{ cm}^4$$

On opte pour deux cornières identiques **L 40x40x5**, avec les caractéristiques suivantes (de chacune) :

$$I_z = I_y = 5,43 \text{ cm}^4$$

$$W_z = W_y = 1,91 \text{ cm}^3$$

$$A = 3,79 \text{ cm}^2$$

- **Remarque:** Chaque cornière reprend la moitié de la charge

2. Classe de la cornière

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \frac{h}{d} \leq 15 \varepsilon &\Rightarrow \frac{40}{5} = 8 (< 15) \\ \bullet \frac{b+d}{2t} \leq 11,5 \varepsilon &\Rightarrow \frac{80}{2 \times 5} = 8 (< 11,5) \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{La cornière est de classe 3}$$

3. Vérification de la résistance

Selon le CCM 97, le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{el,rd}$

$$\left. \begin{aligned} \bullet M_{pl,rd} &= \frac{W_{el,rd} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,91 \times 10^3 \times 0,235 \times 10^{-6}}{1,1} = 0,4 \text{ KN.m} \\ \bullet M_{max} = M_{sd} &= \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,08 \times 1,5^2}{8} = 0,30 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \longrightarrow M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

→ La condition de la résistance est satisfaite.

➤ Conclusion :

La cornière **L 40x40x5** répond à toutes les conditions de la résistance et de la flèche conformément au CCM97. On l'adopte donc pour le support de marches.

VI.5.5. Limon de volée :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel ROBOT sont :

$$M_{sd} = 6,02 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 38,81 \text{ KN}$$

A. Prédimensionnement :

Selon le CCM 97, la flèche maximale doit remplir la condition suivante : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{250} \quad \text{et : } f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Le moment d'inertie du support doit aussi répondre à : $I \geq \frac{5 \times q_s \times 250 \times L^3}{384 \times E}$

$$I \geq \frac{5 \times 0,73 \times 250 \times 5700^3}{384 \times (2,1 \times 10^5)} \longrightarrow \text{Soit } I \geq 209,55 \text{ cm}^4$$

On choisit le profilé métallique **UPN 120**, avec la caractéristique : $I_y = 364 \text{ cm}^4$

B. Vérification de la flèche :

On ajoute le poids propre du profilé choisi : $P_p = 13,4 \text{ Kg/m} = 0,134 \text{ KN/ml}$

La charge sera : $q_{ELS} = q + P_p = 0,73 + 0,134 = 0,864 \text{ KN/ml}$

$$\left. \begin{aligned} \text{Avec : } \bar{f} &= \frac{L}{250} = \frac{5,7}{250} = 0,022 \text{ m} \\ \text{et : } f_{\max} &= \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 86,4 \times 5700^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 3,64 \times 10^{-6}} = 0,006 \text{ m} \end{aligned} \right\} \longrightarrow f_{\max} \leq \bar{f}$$

→ **La condition de la flèche est satisfaite.**

c. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Selon le CCM 97, la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{Ny,Rd}$ doit être satisfaite

- $M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5a} \right)$

où $n = N_{sd} / N_{pl,Rd}$ et $a = (A - 2 B t_f) / A$ mais $a \leq 0,5$

$$N_{sd} = 38,81 \text{ KN} \quad ; \quad M_{sd} = 6,02 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{17 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 363,18 \text{ KN}$$

$$n = \frac{38,81}{363,18} = 0,106$$

$$a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = \frac{1700 - 2 \times 55 \times 9}{1700} = 0,417$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72,6 \times 235}{1,1} \times 10^{-1} = 1551 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ny,Rd} = 1551 \times \left[\left(\frac{1 - 0,106}{1 - 0,5 \times 0,417} \right) \right] = 1751,85 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{sd} &= 6,02 \text{ KN.m} \\ M_{Ny,Rd} &= 1751,85 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \longrightarrow M_{sd} < M_{Ny,Rd}$$

→ **La condition de la résistance à la flexion composée est satisfaite.**

d. Vérification du flambement :

La condition suivante $N_{sd} \leq \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$ doit être satisfaite

Avec : $\beta_A = 1$ Classe 1,2 ou 3

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0,5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

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

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

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

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

- Choix de l'axe de flambement :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 2,23 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{l_f}{i_y} = \frac{223}{4,62} = 48,26 \text{ m} \\ \lambda_z &= \frac{l_f}{i_z} = \frac{223}{1,59} = 140,25 \text{ m} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \lambda_z > \lambda_y \longrightarrow \text{Axe de flambement z-z}$$

- Choix de la courbe de flambement :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{120}{55} = 2,18 (> 1,2) \\ t_f &= 9 (< 100) \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Courbe de flambement B}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{140,25}{93,1} = 1,5$$

$$\chi = 0,235$$

$$\left. \begin{aligned} N_{pl.rd} &= 0,235 \times \frac{1 \times 235 \times 197,8 \times 10^{-1}}{1,1} = 85,34 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 38,81 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \longrightarrow N_{sd} \leq N_{pl.rd}$$

→ La condition du flambement est satisfaite.

e. Vérification du cisaillement

L'effort tranchant V_{sd} de ce profilé métallique doit satisfaire la condition suivante : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.rd}$

$$q_{elu} = q_u + 1,35 \times P_{LIMON} = 1,08 + 1,35 \times 0,134 = 1,26 \text{ KN/ml}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f = 854 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} = \frac{0,58 \times 235 \times 854 \times 10^{-4}}{1,1} = 10,58 \text{ KN soit } 0,5 V_{pl.rd} = 5,29 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1,26 \times 5,7}{2} = 3,59 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.rd} \longrightarrow$ La condition du cisaillement est satisfaite.

➤ **Conclusion :**

Le profilé **UPN 120** répond à toutes les conditions de vérification de la résistance et de la flèche conformément au CCM97 . On l'adopte donc pour le limon de la volée.

VI.5.6. Dimensionnement des poutres palières :

A- Prédimensionnement :

$$I_y \geq \left(\frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} + \frac{23 \times p \times l^2}{64 \times E} \right) \quad I_y \geq \left(\frac{5 \times 9,44 \times 1500^3}{384 \times 2,1 \times 10^5} + \frac{23 \times 0,04 \times 1500^2}{64 \times 2,1 \times 10^5} \right)$$

$$I_y \geq 2\,206,47 \text{ cm}^4$$

On choisit le profilé métallique **IPE 220** qui a les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 2\,772 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 285 \text{ cm}^3$$

$$G = 0,262 \text{ KN / m}$$

B. Vérification de la résistance :

B.1. Classe du profilé IPE 220

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \frac{177,6}{5,9} = 30,1 (\leq 72) \longrightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{110/2}{9,2} = 5,97 (\leq 10) \longrightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

\longrightarrow La section du profilé métallique de la poutre palière est de classe I

B.2. Vérification du cisaillement

L'effort tranchant V_{sd} doit satisfaire la condition suivante : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.rd}$

$$q_{elu} = 1,35 (G_{palière} + P_{poutre}) + 1,5 Q = 1,35 \times (2,55 + 0,262) + 1,5 \times 4 = 9,79 \text{ KN/ml}$$

$$A_v = A - 2.b t_f + (tw + r).t_f = 1480,68 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} = \frac{0,58 \times 235 \times 1480,68 \times 10^{-4}}{1,1} = 18,34 \text{ KN} \quad \text{soit } 0,5 V_{pl.Rd} = 9,17 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{9,79 \times 1,5}{2} = 7,34 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.Rd}$ \longrightarrow La condition du cisaillement est satisfaite.

VI.5.6.1. Résistance d'une section transversale soumise à un moment fléchissant et un effort axial

Selon CCM 97 (§5.4.8.1), ce profilé métallique doit satisfaire la condition suivante: $M_{sd,v} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Ny.Rd} = \frac{M_{ply} \times (1-n)}{1 - 0,5a} \quad \text{avec } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \quad \text{et } a = \frac{A - 2.b.t_f}{A} \quad (a \leq 0,5)$$

$$n = 0,054 \quad a = 0,39$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ysd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 60,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{60,88 \times (1-0,054)}{1 - (0,5 \times 0,39)} = 71,44 \text{ KN.m} \quad \left. \vphantom{M_{ply.Rd}} \right\} \longrightarrow M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$$

$$M_{sd} = 6,02 \text{ KN.m}$$

\longrightarrow La condition de cette résistance est satisfaite.

VI.5.6.2. Vérification de la résistance de l'élément comprimé et fléchi :

Selon CCM 97 (§5.5.4), ce profilé métallique doit d'abord vérifier les trois conditions suivantes:

- Risque de déversement
- $\lambda_{max} > 0,2$
- $\frac{N_{SD}}{(x_{min} \times A \times f_y) / \gamma_{m1}} < 0,1$

Le déversement est pris en considération que si : $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$ avec $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$

Section transversale de classe 1 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93,3\varepsilon \quad \left(\text{avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} \right) \Rightarrow \varepsilon = 1$$

Puisque la poutre est encastree des deux extremités, on prend les facteurs de longueur effective

K et K_w égaux à 0,5 . La formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \left(\frac{W_{ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(K.L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 5100 \left(\frac{285000^2}{22,7 \times 10^9 \times 205 \times 10^4} \right)^{0,25}}{\sqrt{0,712} \times \left[\left(\frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 5100)^2 \times 22,6 \times 9,07 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 22,7 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 74,38$$

Avec : $C_1 = 3,093$ selon le diagramme des moments et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,3} = \frac{74,38}{93,3} = 0,79$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4 \longrightarrow$ **il y a risque de déversement**

• **Calcul de χ_{min}**

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{I_{fy}}{i_y} \right) / 93,3 \varepsilon = \left(\frac{0,5 \times 5100}{91,1} \right) / 93,3 = 0,3 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{I_{fz}}{i_z} \right) / 93,3 \varepsilon = \left(\frac{0,5 \times 5100}{24,8} \right) / 93,3 = 1,1 > 0,2$$

$\lambda_{max} = \lambda_z = 1,1 \longrightarrow$ le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$$\varphi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,1 - 0,2) + 1,1^2] = 1,25$$

Avec $\alpha = 0,34$ le facteur d'imperfection qui correspond à la courbe de flambement b

$$\chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{(\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 + (\bar{\lambda}_z)^2})} = \frac{1}{(1,25 + \sqrt{(1,25)^2 + (1,1)^2})}$$

$$\chi_z = 0,34$$

$$\frac{N_{SD}}{(\chi_{min} \times A \times f_y) / \gamma_{M1}} = \frac{3881}{(0,34 \times 3340 \times 23,5) / 1,1} = 0,139 (> 0,1)$$

La formule de vérification de la section sera donc comme suit :

$$\frac{N_{SD}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement :

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profilés laminés

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,69$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 + (\bar{\lambda}_{LT})^2})} = \frac{1}{(0,69 + \sqrt{(0,69)^2 + (0,56)^2})}$$

$$\chi_{LT} = 0,63$$

• **Calcul de K_{LT} :**

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,064 \mu_{LT} (\leq 0,90)$$

β_{MLT} ; β_{My} : Facteurs de moment uniforme équivalent

Vu que nous sommes dans le cas d'une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1,3$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,064 \times 3881}{0,34 \times 33,4 \times 235} = 0,930$$

Vérification de la formule de section :

$$\frac{3881}{0,34 \times 3340 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,930 \times 602}{0,63 \times 285 \times 10^3 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,16 (< 1)$$

➤ **Conclusion :**

Le profilé **IPE 220** répond à toutes les conditions de vérification de cette résistance conformément au CCM97 . On l'adopte donc pour la poutre palière.

VI.6. Dimensionnement de l'acrotère.

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse et de protection du personnel d'entretien.

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal est provoqué par le poids propre et le moment de flexion est provoqué par la main courante.

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

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

- $A = 0,15$: Coefficient d'accélération (RPA 99 version 2003, tableau 4.2) .

Dans notre cas : Groupe d'usage 2 et Zone sismique II a.

- $C_p = 0,8$: Facteur de force horizontale (RPA 99 version 2003, tableau 6.2)

- $S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$

- W_p : poids propre de l'acrotère : $W_p = S \times 25 = 0,069 \times 25 = 172,5 \text{ daN/ml}$

—————> D'où $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 172,5 = 82,8 \text{ daN/ml}$.

VI.6.1. Calcul des sollicitations :

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire non structural acrotère pour une bande de 1 m de longueur sont :

- ✓ Les charges permanentes (poids propre) : $G_{\text{acrotère}} = 172,5 \text{ daN/ml}$.
- ✓ La charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ daN/ml}$.

• **A P'E.L.U :**

$$N_u = 1,35 \times G_{\text{acrotère}} = 1,35 \times 172,5 = 232,88 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 100 \times 0,6 = 90 \text{ daN/m}$$

➤ Excentricité du 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 = \frac{90}{232,88} + 2 = 0,41 \text{ m}$$

$$\text{Avec } e_0 = \max \left(2\text{cm} ; \frac{h}{250} \right) = \max \left(2\text{cm} ; \frac{60}{250} \right) = \max (2\text{cm} ; 0,24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

➤ Excentricité du 2^{eme} ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times b} \times (2 + \alpha \cdot \varphi)$$

$$\text{Avec } l_f = 2 \times l = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m} \quad \text{et } \varphi = 0,2$$

$$\alpha = \frac{G}{G + Q} = \frac{172,5}{172,5 + 100} = 0,63$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,6^2}{10^4 \times 0,1} \times (2 + 0,63 \times 0,2) = 0,0163 \text{ m}$$

✓ **Les Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :**

$$N_u = 232,88 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = N_u \times (e_2 + e_1)$$

$$e_t = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0163 = 0,4263 \text{ m}$$

• **A P'E.L.U :**

$$N_u = 232,88 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 232,88 \times 0,4263 = 99,28 \text{ daN.m}$$

✓ **Les Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :**

$$e_A = (e_1 + e_2) + \left(d - \frac{b}{2} \right) = (0,41 + 0,0163) + \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,56 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_A = 232,88 \times 0,546 = 106,19 \text{ daN.m}$$

• **A P.E.L.S :**

$$N_s = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = Q \times H = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m}$$

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \left(\frac{60}{172.5} \right) = 0,348 \text{ m}$$

✓ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$e_A = e_{0s} + \left(d - \frac{b}{2} \right) = 0,48 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,378 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_s \times e_A = 172,5 \times 0,378 = 65,21 \text{ daN.m}$$

VI.6.2. Armatures des sollicitations :

$$H = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm}$$

• **Moment réduit de référence :**

$$\mu_r = 0,8 \times \frac{h}{d} \times \left(1 - 0,4 \times \frac{h}{d} \right)$$

$$\mu_r = 0,8 \times \frac{0,1}{0,08} \times \left(1 - 0,4 \times \frac{0,1}{0,08} \right) = 0,5$$

• **Moment réduit agissant :**

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0011}{1 \times 0,09^2 \times 14,16} = 0,01$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,6 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,09 \text{ m}$$

$$\mu_u \leq \mu_r \longrightarrow \text{Section à simples armatures}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u} \right) = 0,013$$

$$\text{Avec } Z = d \times \left(1 - 0,4 \times \alpha \right) = 0,09 \times \left(1 - 0,4 \times 0,01 \right) = 0,09 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 384 \text{ MPa}$$

VI.6.3. Armatures en flexion composée :

- Section minimale :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{4}{\text{périmètre}} ; \frac{0,2 \times B}{100}\right) = \max\left(\frac{4}{1,98} ; \frac{0,2 \times (10 \times 100)}{100}\right) = \max(2,02 \text{ cm}^2 ; 2 \text{ cm}^2) = 2,02 \text{ cm}^2$$

—————> **On choisit : 4T10 avec $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

—————> **On choisit : 4T8 avec $A_{st} = 2,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

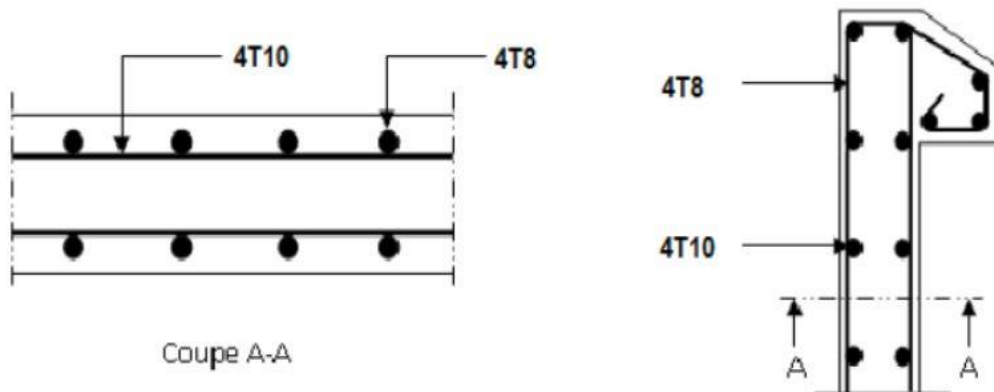


Figure 37: Schéma de ferrailage de l'acrotère

VI.1. Conclusion :

Au niveau de ce chapitre, nous avons procédé aux vérifications obligatoires des valeurs (résultats) donnés par le logiciel Robot, de la stabilité (résistance, rigidité, flèche, flambement) des éléments métalliques de la structure (poteaux, poutres, solives, escaliers et contreventement) en conformité des dispositions du CCM97.

Nous avons aussi procédé aux calculs et vérification du ferrailage de l'acrotère en béton armé, élément non structural, conformément aux dispositions du RPA 99 version 2003.

CHAPITRE VII : ETUDE DU PLANCHER MIXTE

VII.1. Introduction :

Un plancher mixte (ou plancher collaborant) est un élément de construction constitué d'une tôle d'acier en profilé laminé à froid et d'une dalle de compression, qui repose sur la structure porteuse du bâtiment composée de poutrelles métalliques.

Les ossatures de planchers sont constituées d'une tôle métallique supportant le béton au-dessus avec des connecteurs soudés aux poutres et solives permettant de lier ces derniers à la dalle et de limiter sa fissuration.

VII.2. Procédure de calcul :

Le calcul se fait en deux phases : la phase de construction et la phase finale.

➤ Phase de construction :

L'acier et le béton travaillent indépendamment. Les charges suivantes sont prises en considération :

- Le poids propre de la tôle
- Le poids du béton frais
- La surcharge de construction « personnel d'exécution, personnel d'encadrement, équipement de chantier léger »

➤ Phase finale :

Cette phase est caractérisée par le durcissement du béton. le béton et l'acier travaillent donc ensemble.

Les charges suivantes sont prises en considération:

- Le poids propre de la tôle
- Le poids propre du béton sec
- La surcharge d'exploitation

VII.3. Phase de construction :

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

A. Chargement :

- Poids propre de tôle cofrastra 40 0,11 KN/m²
- Poids propre de la dalle en béton (d'épaisseur $h_c = 10$ cm) 2,5 KN/m²
- Surcharge des ouvriers 1,5 KN/m²

B. Caractéristiques de la tôle nervurée :

- Inertie efficace : $I_{\text{eff}} = 20,77 \text{ cm}^4$
- Aire : $= 13,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Poids : $= 13,10 \text{ daN/m}^2$
- Module d'inertie : $I/v_i = 23,95 \text{ cm}^3$

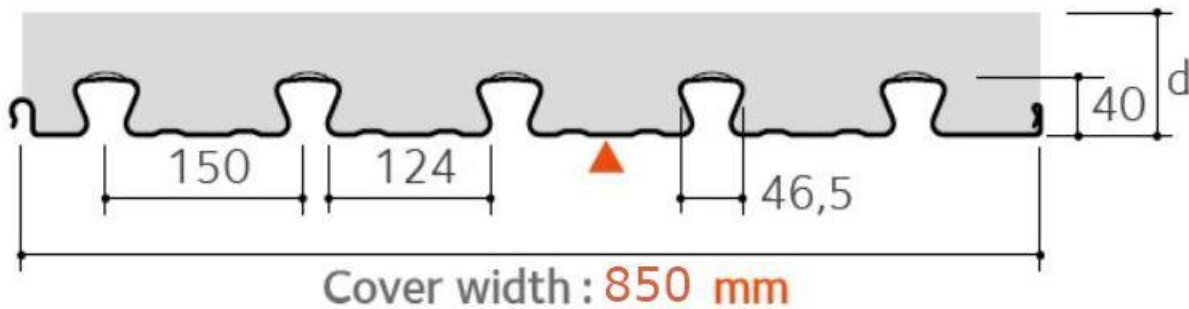


Figure 38: Coupe schématique de la tôle nervurée (cofrastra 40)

C. Calcul de la flèche

$$q = G + Q = (2,5 + 0,131 + 1,5) \times 0,85 = 3,51 \text{ KN/ml}$$

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

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{180} = \frac{1,5}{180} = 8,33 \text{ m}$$

$$\text{et : } f_{\text{max}} = 0,49 \times \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = 0,49 \times \frac{5 \times 3,51 \times 1500^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 25,41 \times 10^4} = 2,12 \text{ mm}$$

$f_{\text{max}} \leq \bar{f} \longrightarrow$ La condition de la flèche est satisfaite.

D. Vérification à la flexion

Le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire la condition suivante : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{el,rd}}$

$$q_u = 1,35 \times (0,131 + 2,5) + 1,5 \times 1,5 = 5,8 \text{ KN/m.}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{23,95 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 5,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 0,846 \times \frac{q \times l^2}{8} = 0,846 \times \frac{5,8 \times 1,5^2}{8} = 1,38 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{el,rd}} \longrightarrow$ La condition de la résistance à la flexion est satisfaite.

VII.4. Phase finale :**VII.4.1. Vérification de la section mixte (Dalle + solive)**

Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface.

Dans les planchers mixtes, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher.

On a diminué la section et opté pour un IPE 220 comme poutre du plancher avec une longueur de 5m.

Tableau 27: Caractéristiques du profilé métallique IPE 220

Désignation abrégée	poids G Kg/m	section A cm ²	Dimensions		Caractéristiques					
			h mm	b mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 220	26,2	33,4	220	110	2772	205	285	58,1	9,11	2,48

➤ Largeur de la dalle collaborant :

Selon l'eurocode4 (§ 4.2.2), dans les calculs des poutres mixtes on prend en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} \frac{L_0}{8} = 0,625 \text{ m} & \text{Avec } L_0 : \text{longueur libre d'une solive simplement appuyée} \\ e = 1,5 \text{ m} & e : \text{entraxe des solives} \end{cases}$$

➔ $b_{\text{eff}} = 0,625 \text{ m}$

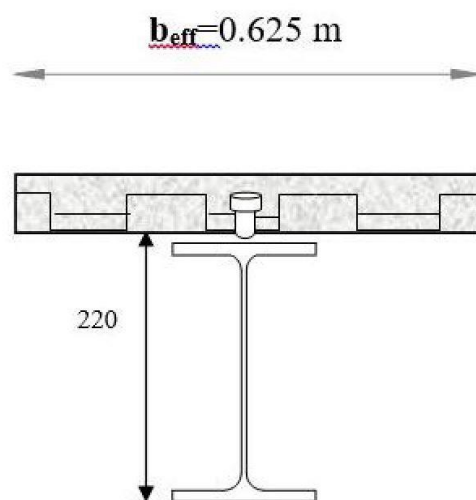


Figure 39: Largeur de la dalle effective solive

➤ **Position de l'axe neutre plastique :**

$$F_{\text{béton}} = b_{\text{eff}} \times h_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{et} \quad F_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

- h_a : hauteur du profilé métallique IPE 220.
- h_b : hauteur de la nervure .
- h_c : épaisseur de la dalle en béton .
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $\gamma_c = 1,5$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$ et $\gamma_a = 1,1$

$$F_{\text{béton}} = b_{\text{eff}} \times h_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 625 \times 100 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 885,41 \text{ KN}$$

$$F_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 33,4 \times \frac{0,235}{1,1} = 713,54 \text{ KN}$$

$F_{\text{béton}} > F_{\text{acier}} \longrightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la dalle en béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = F_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z_w}{2} \right] \quad ; \quad z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

➤ **Vérifications :**

a. Vérification de la résistance à la flexion :

Selon l'Eurocode4 (§4.4.1), le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire la condition suivante: $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl,rd}}$

$$z = \frac{713,54}{625 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 80,58 \quad (\leq h_c = 100)$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = F_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z_w}{2} \right] = 713,54 \times \left[\frac{0,22}{2} + 0,1 + 0,04 - \frac{0,8058}{2} \right]$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = 149,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{t_w} = \frac{13,89 \times 5^2}{8} = 43,4 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{el,rd}} \longrightarrow$ La condition de la résistance à la flexion est satisfaite.

b. Vérification du voilement par cisaillement :

Selon l'Eurocode3 (§ 6.2.6), la condition suivante : $h_w/t_w < 72 \varepsilon$ doit être satisfaite.

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \frac{177,6}{5,9} = 30,1 (\leq 72) \longrightarrow \text{Il n'y a pas de risque de voilement par}$$

cisaillement ; les âmes sont dépourvues de raidisseurs intermédiaires.

c. Vérification du cisaillement :

Selon l'Eurocode3 (§6.2.6), les efforts tranchants doivent satisfaire la condition suivante: $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f = 3340 - 2 \times 110 \times 9,2 + (5,9 + 2 \times 12) \times 9,2 = 1591,08 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{235 \times 1591,08 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 197,149 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13,89 \times 5}{2} = 34,725 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_{pl,rd} = 197,149 \text{ KN} \\ V_{sd}^{max} = 34,725 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow V_{sd} \leq V_{plrd}$$

→ La condition du cisaillement est satisfaite.

d. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

Selon l'Eurocode3 (§5.6.7), la condition suivante : $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,rd}$ doit être satisfaite.

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 98,57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 34,725 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,5 \times V_{pl,rd} = 98,57 \text{ KN} \\ V_{sd} = 34,725 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,rd}$$

→ Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

e. Vérification du déversement :

Au niveau de cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par les connecteurs (Eurocode4 §.6.3.5).

f. Vérification de la condition de la flèche :

Selon l'Eurocode3 (tableau 4-1), la flèche maximale doit remplir la condition suivante: $f_{max} \leq \bar{f}$

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

n : Coefficient d'équivalence avec $n = \frac{E_a}{E_c'}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction ($E_a = 210\,000 \text{ MPa}$)

E_c' : Module d'équivalence du béton avec $E_c' = \frac{E_{cm}}{2}$

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ Pour un béton de classe C25/30

$$n = \frac{210000}{30500 \div 2} = 13,77$$

$q_{ser} = 9,87 \text{ KN/ml}$.

$$L = 5 \text{ m}$$

$$I_c = I_a \times A_a \times (h_a - z)^2 + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left(z - \frac{h_c}{2}\right)^2$$

$$I_c = 2772 \times 10^4 \times 3340 \times (220 - 80,58)^2 + \frac{625 \times 100}{13,77} \times \left(80,58 - \frac{100}{2}\right)^2 = 10,06 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{et : } f_{\text{max}} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 9,87 \times 5000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,006 \times 10^8} = 3,80 \text{ mm}$$

→ La condition de la flèche est satisfaite.

➤ Calcul des connecteurs :

Hauteur : $h = 80 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

a. Détermination de P_{rd} :

Selon l'Eurocode4 (§6.3.2), la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ doit être satisfaite .

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{C28} E_C}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

P_{rd} : résistance de calcul d'un seul connecteur.

f_{ck} : résistance caractéristique du béton.... 25 N/mm²

E_c : module de Young du béton 31 000 N/mm²

f_u : résistance caractéristique des connecteurs ... 360 N/mm²

$$\gamma_v = 1,25.$$

$$\alpha = 1 \text{ pour } h/d > d$$

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \cdot 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 31,10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 73,73 \text{ KN} \\ 0,8 \times 400 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 65,29 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow P_{rd} = 65,29 \text{ KN}$$

b. Détermination de l'effort total de cisaillement V_{Lf} :

$$V_{Lf} = \text{Inf} (F_{\text{Béton}} ; F_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (885,41 \text{ KN} ; 713,54 \text{ KN})$$

$$V_{Lf} = 713,54 \text{ KN}$$

c. Nombre des connecteurs :

$$N^{bre} = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{713,54}{65,29} = 10,92$$

On prend **13 connecteurs** pour la demi-portée.

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

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

$$esp = \frac{L}{N^{bre}-1} = \frac{5000}{26-1} = 200 \text{ mm}$$

Donc on prend **26 connecteurs** pour toute la portée de la solive.

VII.4.2. Vérification de la section mixte (Dalle + poutre principale)

Tableau 28: Caractéristiques du profilé métallique HEB 360

Désignation abrégée	poids G Kg/m	section A cm ²	Dimensions		Caractéristiques					
			h mm	b mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl.y} cm ³	W _{pl.z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 360	142	180,6	360	300	43190	10140	2683	1032	15,46	7,49

➤ Largeur efficace de la dalle :

Selon l'eurocode4 (§ 4.2.2), dans les calculs des poutres mixtes on prend en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{L_0}{8} = 1,05 \text{ m} & \text{Avec } L_0 : \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuyée} \\ e = 5 \text{ m} & e : \text{ entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

➔ $b_{eff} = 1,05 \text{ m}$

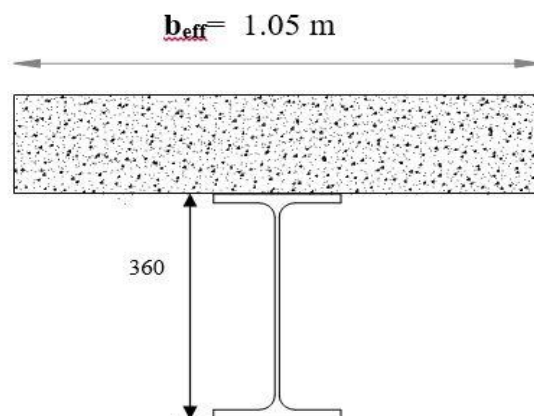


Figure 40: Largeur de la dalle effective de la poutre principale

Position de l'axe neutre plastique du moment positif :

$$F_{\text{béton}} = b_{\text{eff}} \times h_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{et} \quad F_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

- h_a : hauteur du profilé métallique IPE 80.
- h_p : hauteur de la nervure .
- h_c : épaisseur de la dalle en béton .
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $\gamma_c = 1,5$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$ et $\gamma_a = 1,1$

$$F_{\text{béton}} = b_{\text{eff}} \times h_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1050 \times 100 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 1\,487,5 \text{ KN}$$

$$F_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 180,6 \times \frac{0,235}{1,1} = 3\,858,27 \text{ KN}$$

$$F_{\text{béton}} < F_{\text{acier}}$$

$$F_{\text{acier}} - F_{\text{béton}} = 3\,858,27 - 1\,487,5 = 2\,370,77 \text{ KN}$$

$$2b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 2\,884,09 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} F_{\text{acier}} - F_{\text{béton}} = 2\,370,77 \text{ KN} \\ 2b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 2\,884,09 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow F_{\text{acier}} - F_{\text{béton}} < 2b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure de la poutre, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = F_{\text{acier}} \times \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - 0,5 (F_{\text{acier}} - F_{\text{béton}}) (z + h_p) \quad ; \quad z_w = \left(\frac{F_{\text{acier}} - F_{\text{béton}}}{2 \times b_{\text{eff}} \times \frac{F_y}{\gamma_a}} \right) + h_c + h_p$$

• Vérifications :**a. Vérification de la résistance à la flexion :**

Selon l'Eurocode4 (§4.4.1), le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{\text{pl.Rd}}$$

$$z = \frac{2370,77}{2 \times 300 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,5}} + 100 + 40 = 158,49 \text{ mm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = F_{\text{acier}} \times \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - 0,5 (F_{\text{acier}} - F_{\text{béton}}) (z + h_p)$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = 3858,27 \times \left(\frac{0,36}{2} + \frac{0,1}{2} + 0,04 \right) - 0,5 \times (3858,27 - 1487,27) (0,15849 + 0,04)$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = 836,21 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{\text{pl.Rd}} = 836,21 \text{ KN.m} \\ \text{Le moment appliqué : } M_{\text{max}} = M_{sd} = 505,83 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \longrightarrow M_{sd} \leq M_{\text{pl.Rd}}$$

→ La condition de la résistance à la flexion est satisfaite.

Position de l'axe neutre plastique du moment négatif :

On adopte un jarret de 90 de hauteur et 2550 mm de longueur

$$F_s = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_c} \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \gamma_c = 1,5$$

$$F_{acier} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad \text{avec} \quad f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \gamma_a = 1,1$$

$$\left. \begin{aligned} F_s &= 7,85 \times \frac{400}{1,5} \times 10^{-3} = 209,33 \text{ KN} \\ F_{acier} &= 218 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-1} = 4\,657,27 \text{ KN.} \end{aligned} \right\} \longrightarrow F_s < F_{acier}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{acier} - F_s &= 4\,657,27 - 209,33 = 4\,447,94 \text{ KN} \\ 2b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} &= 3\,332,72 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \longrightarrow F_{acier} - F_s > 2b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

L'axe neutre se trouve dans l'âme de la poutre, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = M_{apl.Rd} + F_s \left[\frac{h_a}{2} + h_s \left(- \frac{F_s \times z_w}{2} \right) \right]; \quad z_w = \frac{F_s}{2 \times t_w \times \frac{F_y}{\gamma_a}}$$

Selon l'Eurocode4 (§4.4.1), le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$z_w = \frac{209,33}{2 \times 26 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1}} = 26,99 \text{ mm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = 850,7 + 209,33 \times \left(\frac{0,45}{2} + 0,05 \right) - \frac{2069,33 \times 0,02699}{2}$$

$$M_{pl.Rd} = 905,44 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{pl.Rd} &= 905,44 \text{ KN.m} \\ \text{Le moment appliqué : } M_{\max} = M_{sd} &= 778,77 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \longrightarrow M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

→ La condition de cette résistance est satisfaite.

b. Vérification du voilement par cisaillement : (Eurocode 3 .6.2.6)

$$h_w/t_w < 72 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$225/14 = 16,07 \quad (< 72)$$

→ Il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement les âmes sont dépourvues de raidisseurs intermédiaires

c. Vérification de cisaillement :

Selon l'Eurocode3 (§6.2.6), les efforts tranchants doivent satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f = 21800 - 2 \times 300 \times 22,5 + (12,5 + 2 \times 27) \times 22,5 = 6060 \text{ mm}^2.$$

$$\left. \begin{aligned} V_{pl,rd} &= \frac{235 \times 6060 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 822,21 \text{ KN} \\ V_{sd}^{\max} &= \frac{q_u \times L}{2} = \frac{144,64 \times 5}{2} = 361,59 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \longrightarrow V_{sd} \leq V_{plrd}$$

→ La condition du cisaillement est satisfaite.

d. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant : (Eurocode 3 .5.6.7)

$$V_{sd} = 361,59 \text{ KN} \leq 0,5 \times V_{plrd} = 411,10 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

e. Vérification du déversement :

Au niveau de cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la poutre principale est maintenue par les connecteurs (Eurocode4 §.6.3.5).

f. Vérification de la condition de la flèche :

Selon l'Eurocode3 (§.7.2.1), la flèche maximale doit remplir la condition suivante : $f_{\max} \leq \bar{f}$

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

n : Coefficient d'équivalence avec $n = \frac{E_a}{E_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction ($E_a = 210\,000 \text{ MPa}$)

E_c' : Module d'équivalence du béton avec $E_c' = \frac{E_{cm}}{2}$

$E_{cm} = 30\,500 \text{ MPa}$ pour un béton de classe C25/30

$$n = \frac{210000}{30500 \div 2} = 13,77$$

$$q_{ser} = 9,87 \text{ KN/ml.}$$

$L = 5 \text{ m}$

$$I_c = I_a \times A_a \times (h_a - z)^2 + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left(z - \frac{h_c}{2}\right)^2$$

$$I_c = 43190 \times 10^4 \times 18060 \times (360 - 26,99)^2 + \frac{1050 \times 100}{13,77} \times \left(26,99 - \frac{100}{2}\right)^2 = 8,64 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche de charge répartie est :

$$f_q = \frac{q_s \times L^4}{E \times I_{el} \times 384} = \frac{33,47 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8,64 \times 10^8} = 2,39 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche de charge concentrée est :

$$f_p = \frac{n \times L^3 \times p}{76,8 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 8400^3 \times 1310}{76,8 \times 2,1 \times 10^5 \times 8,64 \times 10^8} = 0,27 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{8400}{250} = 33,6 \text{ mm} \quad \left. \vphantom{\bar{f}} \right\} \longrightarrow f_{\text{max}} \leq \bar{f}$$

$$\text{et : } f_{\text{max}} = f_q + f_p = 2,39 + 0,27 = 2,66 \text{ mm}$$

→ La condition de la flèche est satisfaite.

• **Calcul des connecteurs :**

Type goujon

Hauteur : $h = 80 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

a. **Détermination de P_{rd} :**

Selon l'Eurocode4 (§6.3.2), la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ doit être satisfaite .

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{F_{c28} E_c}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

- P_{Rd} : résistance de calcul d'un seul connecteur.
- f_{ck} : résistance caractéristique du béton..... 25 N/mm²
- E_c : module de Young du béton 31 000 N/mm²
- f_u : résistance caractéristique des connecteurs 360 N/mm²
- $\gamma_v = 1,25$.
- $\alpha = 1$ pour $h/d > d$

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1,19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 31,10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 73,73 \text{ KN} \\ 0,8 \times 400 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 65,29 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow P_{rd} = 65,29 \text{ KN}$$

b. Détermination de l'effort total de cisaillement V_{Lf} :

$$V_{Lf} = \text{Inf} (F_{\text{béton}} ; F_{\text{acier}}) = \text{Inf} (1\,487,5 \text{ KN} ; 3\,858,27 \text{ KN})$$

$$V_{Lf} = 1\,487,5 \text{ KN}$$

c. Nombre des connecteurs :

$$N^{bre} = \frac{V_{Lf}}{P_{rd}} = \frac{1487,5}{65,29} = 22,78$$

On prend **24 connecteurs** pour la demi-portée.

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

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

$$\text{esp} = \frac{L}{N^{bre}-1} = \frac{8400}{24-1} = 100 \text{ mm}$$

Donc on prend **48 connecteurs** pour toute la portée de la poutre

VII.4.3. Vérification de la section mixte (Dalle + solive escalier)

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé métallique et la dalle en béton, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

Tableau 29: Caractéristiques du profilé métallique IPE 80

Désignation abrégée	poids G Kg/m	section A cm ²	Dimensions		Caractéristiques					
			h mm	b mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl.y} cm ³	W _{pl.z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 80	6	7,46	80	46	80,1	8,49	23,2	5,8	3,24	1,05

a. Largeur de la dalle collaborant :

Selon l'eurocode4 (§ 4.2.2), dans les calculs des poutres mixtes on prend en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{\text{eff}} = \text{inf} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{8} = 0,187 \text{ m} \quad \text{Avec } L_0 : \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuyée} \\ e = 0,75 \text{ m} \quad \quad \quad e : \text{ entraxe des solives} \end{array} \right.$$

→ $b_{\text{eff}} = 0,187 \text{ m}$

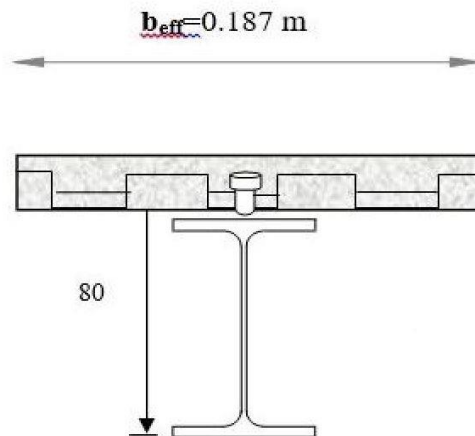


Figure 41: Largeur de la dalle effective solive escalier

b. Position de l'axe neutre plastique :

$$F_{\text{béton}} = b_{\text{eff}} \times h_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{et} \quad F_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

- h_a : hauteur du profilé métallique IPE 80.
- h_b : hauteur de la nervure .
- h_c : épaisseur de la dalle en béton .
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $\gamma_c = 1,5$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$ et $\gamma_a = 1,1$

$$F_{\text{béton}} = b_{\text{eff}} \times h_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 187 \times 100 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 264,91 \text{ KN}$$

$$F_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 764 \times \frac{0,235}{1,1} = 163,21 \text{ KN}$$

$$F_{\text{béton}} > F_{\text{acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle en béton , donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad ; \quad M_{\text{pl.Rd}} = F_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z_w}{2} \right]$$

• Vérfications :**a. Vérfication de la résistance à la flexion :**

Selon l'Eurocode4 (§4.4.1), le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl.Rd}}$$

$$z = \frac{16321}{187 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 61,6 \quad (\leq h_c = 100)$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = F_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z_w}{2} \right] = 163,21 \times \left[\frac{0,8}{2} + 0,1 + 0,04 - \frac{0,616}{2} \right] = 83,1 \text{ KN.m}$$

Le moment appliqué est :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8,3373 \times 1,5^2}{8} = 2,34 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{pl.Rd} \longrightarrow$ La condition de la résistance à la flexion est satisfaite.

b. Vérification du voilement par cisaillement : (Eurocode 3 .6.2.6)

$$h_w/t_w < 72 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{59,6}{3,3} = 15,68 (< 72)$$

\longrightarrow Il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement . Les âmes sont dépourvues de raidisseurs intermédiaires

c. Vérification de cisaillement :

Selon l'Eurocode3 (§6.2.6), les efforts tranchants doivent satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f = 764 - 2 \times 46 \times 5,2 + (3,8 + 2 \times 5) \times 5,2 = 357,36 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 357,36 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 442,8 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{8,33 \times 1,5}{2} = 6,24 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

\longrightarrow La condition du cisaillement est satisfaite.

d. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

Selon l'Eurocode3 (§5.6.7), la condition suivante : $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl.Rd}$ doit être satisfaite.

$$0,5 \times V_{pl.Rd} = 221,4 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6,24 \text{ KN}$$

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

\longrightarrow Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

e. Vérification du déversement :

Au niveau de cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par les connecteurs (Eurocode4 §.6.3.5).

f. Vérification de la condition de la flèche :

Selon l'Eurocode3 (tableau 4-1), la flèche maximale doit remplir la condition suivante : $f_{\max} \leq \bar{f}$

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

n : Coefficient d'équivalence avec $n = \frac{E_a}{E_c'}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction ($E_a = 210\,000$ MPa)

E_c' : Module d'équivalence du béton avec $E_c' = \frac{E_{cm}}{2}$

$E_{cm} = 30\,500$ MPa pour un béton de classe C25/30

$$n = \frac{210000}{30500 \div 2} = 13,77$$

$$q_{\text{ser}} = 5,84 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 1,5 \text{ m}$$

$$I_c = I_a \times A_a \times (h_a - z)^2 + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left(z - \frac{h_c}{2}\right)^2$$

$$I_c = 80,1 \times 10^4 \times 764 \times (80 - 61,6)^2 + \frac{187 \times 100}{13,77} \times \left(61,1 - \frac{100}{2}\right)^2 = 2,07 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm}$$

$$\text{et : } f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 5,84 \times 1500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2,07 \times 10^7} = 1,66 \text{ mm}$$

→ La condition de la flèche est satisfaite.

• Calcul des connecteurs :

Hauteur : $h = 80$ mm;

Diamètre : $d = 19$ mm.

a. Détermination de Prd :

Selon l'Eurocode4 (§6.3.2), la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ doit être satisfaite .

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{C28} E_C}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

P_{rd} : résistance de calcul d'un seul connecteur.

f_{ck} : résistance caractéristique du béton.... 25 N/mm²

E_c : module de Young du béton 31 000 N/mm²

f_u : résistance caractéristique des connecteurs ... 360 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$\alpha = 1$ pour $h/d > d$

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1,19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 31,10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 73,73 \text{ KN} \\ 0,8 \times 400 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 65,29 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow P_{rd} = 65,29 \text{ KN}$$

b. Détermination de l'effort total de cisaillement V_{Lf} :

$V_{Lf} = \text{Inf} (F_{\text{Béton}} ; F_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (264,91 \text{ KN} ; 163,21 \text{ KN})$

$V_{Lf} = 163,21 \text{ KN}$

c. Nombre des connecteurs :

$$N^{bre} = \frac{v_{lf}}{p_{rd}} = \frac{163,21}{65,29} = 2,6$$

On prend **3 connecteurs** pour la demi-portée.

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

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

$$\text{esp} = \frac{L}{N^{bre}-1} = \frac{1500}{2,6-1}$$

$$\text{esp} = 300 \text{ mm}$$

Donc on prend **6 connecteurs** pour toute la portée de la solive.

VII.5. Conclusion :

Nous avons procédé au niveau de ce chapitre aux vérifications nécessaires de la résistance du plancher mixte selon les deux phases : la phase de construction et la phase finale.

Nous avons aussi quantifié les connecteurs à prévoir .

CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES**VIII.1. Introduction :**

Un assemblage est un dispositif qui permet d'assurer la liaison ou la continuité de plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des efforts entre les pièces assemblées, sans générer des sollicitations parasites notamment la torsion.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.2. Modes d'assemblage :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Ces assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Au niveau de notre présente étude, on a préconisé deux modes d'assemblage :

- L'assemblage boulonné, qui est le mode largement utilisé. Il présente en général l'avantage d'une démontabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.
- L'assemblage soudé, utilisé avec les platines.

VIII.3. Calcul des assemblages :**VIII.3.1. Assemblage poutre-solive****Poutre HEB 360**

$$h = 360 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 22,5 \text{ mm}$$

$$t_w = 12,5 \text{ mm}$$

$$A = 18060 \text{ mm}^2$$

Solive IPE 220

$$h = 220 \text{ mm}$$

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

$$t_f = 9,2 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,9 \text{ mm}$$

$$A = 3400 \text{ mm}^2$$

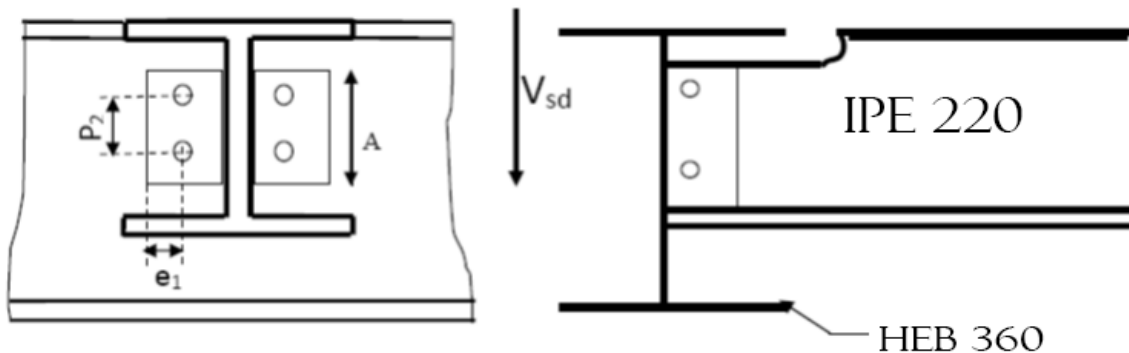


Figure 42: schéma d'assemblage poutre solive (HEB360 - IPE220)

Choix des boulons :

On choisit **4 boulons** de **16mm** de diamètre (**M16**) de classe **4.6**

$$\Rightarrow d = 16 \text{ mm} ; \quad d_0 = 18 \text{ mm} ; \quad f_{yb} = 240 \text{ MPa} ; \quad f_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

a. Pré dimensionnement de la cornière

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{M2}}{(l - 2d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 34,725 \times \frac{1,25}{(80 - 2 \times 16) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 0,66 \text{ mm}$$

On prend la cornière : **L 80x80x8**

b. Disposition constructive des boulons :

Selon l'Eurocode3, (§.3.5) :

$$\text{Entraxe (p}_1, \text{p}_2) : \quad 2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 39,6 \leq p_1 \leq 82,6$$

$$\text{Pinces (e}_1, \text{e}_2) : \quad 1,2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 21,6 \leq e_1 \leq 70,8$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 27 \leq e_2 \leq 70,8$$

D'où: $p_1 = p_2 = 50 \text{ mm}$ et $e_1, e_2 = 30 \text{ mm}$

Avec : $A \leq 0,6 h$ (h : hauteur de l'âme) $A \leq 132 \text{ mm} \longrightarrow A = 120 \text{ mm}$

c. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement:

Selon l'Eurocode3 (tableau 3.4), la condition suivante : $F^*_{VRD} > F_{vsd}$ doit être satisfaite.

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

- $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$
- Section résistante du boulon $A_s = 157 \text{ mm}^2$
- Résistance des boulons au cisaillement $\gamma_{M2} = 1,25$

$$F_{VRD} = \frac{0,6 \times 400 \times 157 \times 10^{-4}}{1,25} = 30,14 \text{ KN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F^*_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 30,14 = 120,58 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow F^*_{VRD} > F_{vsd}$$

→ La condition de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement est satisfaite

d. Vérification de la pression diamétrale :

On a une cornière L 80x80x8

Selon l'Eurocode3 (tableau 3.4), la condition suivante : $F_{v,sd} < F_{b,rd}$ doit être satisfaite .

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_{u,ac} \times d \times t_{AC}}{\gamma_{M2}}$$

$D = 16 \text{ mm}$; $d_0 = 18 \text{ mm}$; $t = 5,9 \text{ mm}$; $\gamma_{M2} = 1,25$; $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$; $e_1 = 30 \text{ mm}$;

$$K_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\} = \min \{ 2,97 ; 2,5 \} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min \{ 0,56 ; 1,7 ; 1 \} = 0,56$$

$$F_{brd} = \frac{0,6 \times 400 \times 157 \times 10^{-4}}{1,25} = 30,14 \text{ KN}$$

$$\text{Pour un boulon, on a : } F_{vsd} = \frac{F_{sd}}{4} = \frac{34,725}{4} = 8,68 \text{ KN}$$

} $\longrightarrow F_{b,rd} < F_{b,rd}$

\longrightarrow La condition de la pression diamétrale est satisfaite

VIII.3.2. Assemblage poteau-poutre

Poutre HEB 360

$$h = 360 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 22,5 \text{ mm}$$

$$t_w = 12,5 \text{ mm}$$

$$A = 18\,060 \text{ mm}^2$$

Poteau HEB 400

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

$$t_w = 13,5 \text{ mm}$$

$$A = 19\,780 \text{ mm}^2$$

Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants de l'assemblage sont :

$$M_{sd} = 763,72 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 361,59 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1,16 \text{ KN}$ (l'effort normal est petit par rapport au moment, il est donc négligeable)

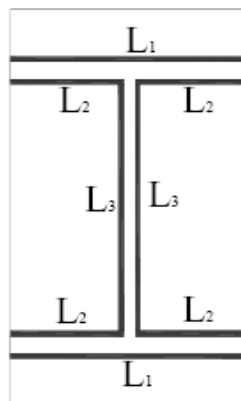


Figure 43: Connections poutre-platine

$$L_1 = 300 \text{ mm} ; L_2 = 137,5 \text{ mm} ; L_3 = 261 \text{ mm}$$

Cordon de soudure :

- Platine (470x300x20) : $\rightarrow a_s = 20 \text{ mm}$
- Boulons M27 classe HR10.9 ($d = 27 \text{ mm}$, $d_o = 30 \text{ mm}$)
- Epaisseur de l'âme HEB 360 : $t_w = 12,5 \text{ mm} \rightarrow a_w = 12,5 \text{ mm}$
- Epaisseur de semelle HEB 360 : $t_f = 22,5 \text{ mm} \rightarrow a_f = 12,5 \text{ mm}$
- Nuance d'acier utilisé est S 235 donc : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{M2} = 1,25$; $a_{min} \leq a \leq a_{max}$

- Soudure de la platine sur la semelle de la poutre: $3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5t_f$; $3\text{mm} \leq a_f \leq 11,25\text{mm}$
- Soudure de la platine sur l'âme de la poutre : $3\text{mm} \leq a_w \leq 0,5t_w$; $3\text{mm} \leq a_w \leq 6,25\text{mm}$

—————> On prend $a_f = 8\text{ mm}$ et $a_w = 4\text{ mm}$

e. Vérification de l'effort de cisaillement :

Selon l'Eurocode3 (§4.5.3.3), la valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible, soit : $V \leq V_{adm}$

$$V_{adm} = \frac{f_u \times \sum a \times l_3}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$V_{adm} = \frac{360 \times 2 \times 261 \times 4}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 433,98\text{ KN}$$

$$V = 361,59\text{ KN}$$

} —————> $V \leq V_{adm}$

—————> La condition de l'effort de cisaillement est satisfaite

f. Vérification du moment :

Selon l'Eurocode3 (§6.9.6.3), la valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible , soit : $F_{sd} \leq F_{adm}$

$$F_{adm} = \frac{f_u \times \sum l \times a}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$F_{adm} = \frac{360 \times 563 \times 4}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1\,872,27\text{ KN}$$

$$M_{sd} = 763,72\text{ KN.m}$$

$$F_{sd} = \frac{763,72}{0,72} = 1\,060,72\text{ KN}$$

} —————> $F_{sd} \leq F_{adm}$

—————> La condition du moment est satisfaite

g. Vérification des boulons :

➤ Disposition des boulons:

Selon l'Eurocode3 (§6.5.1.4) :

Entraxe (p_1, p_2) : $2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{ mm})$ soit $39,6 \leq p_1 \leq 175$

$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200\text{ mm})$ soit $54 \leq p_2 \leq 175$

Pinces (e_1, e_2) : $1,2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{ mm})$ soit $21,6 \leq e_1 \leq 150$

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{ mm})$ soit $27 \leq e_2 \leq 150$

D'où: $p_1 = 65\text{ mm}$ $e_1 = 30\text{ mm}$

$p_2 = 160\text{ mm}$ $e_2 = 70\text{ mm}$

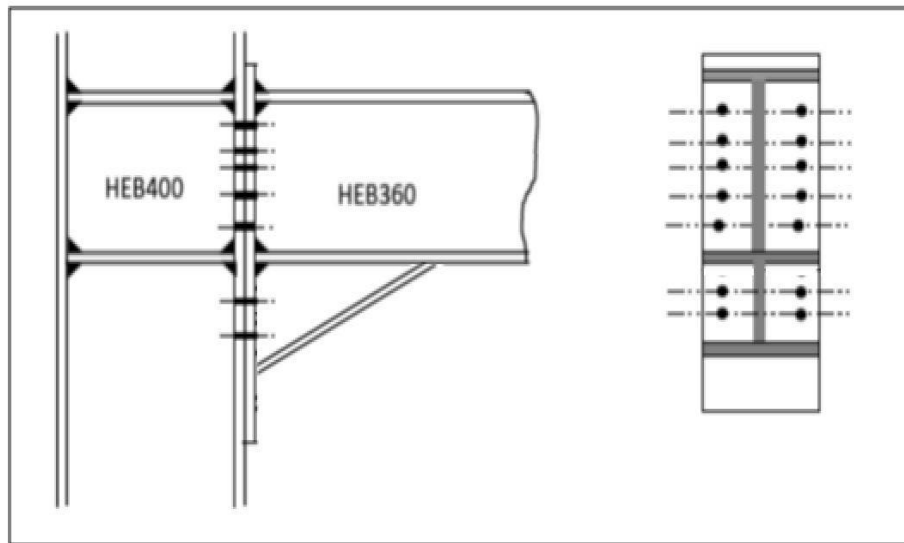


Figure 44: Assemblage poutres - poteaux (HEB360- HEB400)

➤ **Détermination des efforts dans les boulons:**

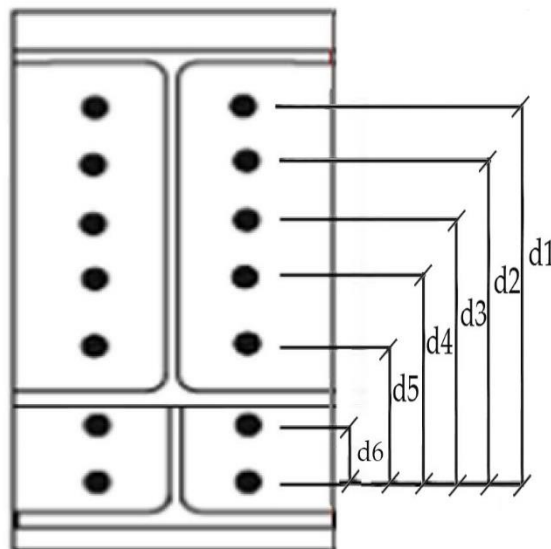


Figure 45: Disposition des efforts dans les boulons

✓ **Calcul de la hauteur de la partie comprimée**

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 22,5 \times \sqrt{\frac{300}{12,5}} = 110,22 \text{ mm}$$

Nous prenons en considération uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les cinq (05) boulons situés au niveau de la partie supérieure soit :

$$N_i = \frac{M \times d_i}{n \cdot \sum d_i^2}$$

Avec $d_6 = 65 \text{ mm}$

$d_5 = 130 \text{ mm}$

$d_4 = 195 \text{ mm}$

$d_3 = 260 \text{ mm}$

$d_2 = 325 \text{ mm}$

$d_1 = 390 \text{ mm}$

$$\sum d_i^2 = (d_5)^2 + (d_4)^2 + (d_3)^2 + (d_2)^2 + (d_1)^2 = (0,13)^2 + (0,195)^2 + (0,26)^2 + (0,325)^2 + (0,39)^2$$

$$\sum d_i^2 = 0,380 \text{ m}^2$$

D'où $N_5 = 130,55 \text{ KN}$

$N_4 = 195,82 \text{ KN}$

$N_3 = 261,10 \text{ KN}$

$N_2 = 326,38 \text{ KN}$

$N_1 = 391,65 \text{ KN}$

L'effort de traction de calcul par boulon à l'ELU est : $F_{Vsd} = N_1 = 363,67 \text{ KN}$

L'effort de cisaillement de calcul par boulon à l'ELU est : $F_{Vsd} = \frac{V}{n} = \frac{361,59}{12} = 30,13 \text{ KN}$

✓ La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant et le moment :

Selon l'Eurocode3 (tableau 6.5.2) :

Les boulons travaillent à la sollicitation combinée, leur résistance est donnée par :

$$F_{s.rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,c} - 0,8F_{t,Ed})}{\gamma_{m3}}$$

$$F_{p,c} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 459 = 321,3 \text{ KN}$$

$$K_s = 1 \quad ; \quad n = 2 \quad ; \quad \mu = 0,5 \quad ; \quad \gamma_{m3} = 1,1$$

$$F_{s.rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,5 (321,3 - 0,8 \times 363,67)}{1,1} = 30,37 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 30,13 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow F_{Vsd} < F_{srd}$$

→ **La condition de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant et le moment est satisfaite**

✓ Résistance de l'âme du poteau en traction :

Selon l'Eurocode3 (§6.2.6.8) , la condition suivante : $F_t \leq F_{t,Rd}$ doit être satisfaite .

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 13,5 mm

$$b_{\text{eff}} = t_{\text{fb}} + 2\sqrt{2} a_w + 5(t_{\text{fc}} + r) = 22,5 + 2\sqrt{2} \times 4 + 5(24 + 27) = 288,81 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = 235 \times 13,5 \times \frac{288,81}{1,25} = 732,99 \text{ KN}$$

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} ; \quad h = 400 \text{ mm} ; \quad t_f = 24 \text{ mm}$$

$$F_t = \frac{763,72}{0,4 - 0,024} = 2\,031,17 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow F_t > F_{tRd}$$

→ **La condition de la résistance de l'âme du poteau en traction n'est pas satisfaite (déformation de l'âme du poteau).**

On choisit un raidisseur d'épaisseur égale à l'épaisseur de la semelle du poteau $e_p = 14 \text{ mm}$.

VIII.3.3. Assemblage poteaux-poteaux :

➤ Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants de l'assemblage sont :

$$N_{sd} = 3\,091,66 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 5\,91,51 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 227,69 \text{ kN.m}$$

➤ Choix des boulons :

On choisit **8 boulons de 24mm** de diamètre (**M24**) de classe **HR 10.9**

$$\Rightarrow d = 24 \text{ mm} ; \quad d_0 = 26 \text{ mm} ; \quad f_{yb} = 900 \text{ MPa} ; \quad f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

➤ Disposition constructive des boulons :

Selon l'Eurocode3 (§3.5),

$$\text{Entraxe (p}_1, \text{p}_2) : \quad 2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 52,8 \leq p_1 \leq 189$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 72 \leq p_2 \leq 189$$

$$\text{Pinces (e}_1, \text{e}_2) : \quad 1,2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 28,8 \leq e_1 \leq 162$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 36 \leq e_2 \leq 162$$

$$\text{D'où: } \dots\dots\dots p_1 = 120 \text{ mm}$$

$$e_1, e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$p_2 = 150 \text{ mm}$$

On choisit une platine de **(460x250x20) mm**

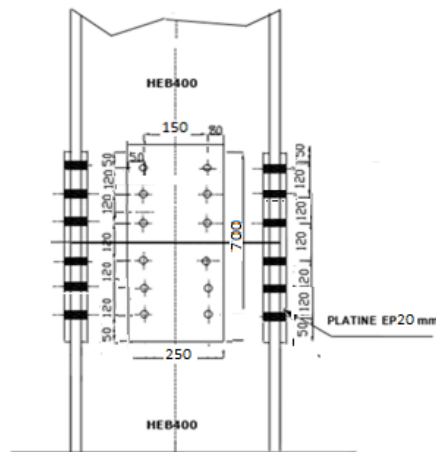


Figure 46: Assemblage poteaux – poteaux (HEB400- HEB400)

h. Vérification de la résistance des boulons des semelles: (EC3.tab.6.5.3)

✓ Calcul des sollicitations dans les boulons :

Chaque boulon est sollicité par une force F'_{sd} due à l'effort tranchant et une force F''_{sd} due au moment

$$F'_{sd} = \frac{V_{sd}}{12} = \frac{227,69}{12} = 18,97 \text{ KN}$$

$$\sum d_i^2 = (0,12)^2 + (0,24)^2 + (0,36)^2 + (0,48)^2 + (0,60)^2 = 0,792 \text{ m}^2$$

$$F''_{sd} = \frac{M \times d_1}{n \cdot \sum d_i^2} = \frac{591,51 \times 0,6}{2 \times 0,792} = 224,05 \text{ KN}$$

La somme vectorielle permet d'obtenir la résultante des efforts tranchants exercés sur le boulon le plus sollicité, à savoir :

$$F_{t,Ed} = F'_{sd} + F''_{sd} = 243,02 \text{ KN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{sd}}{12} = \frac{338,53}{12} = 28,21 \text{ KN}$$

✓ Vérification des boulons des semelles : (EC.tab.6.5.2)

Les boulons travaillent à la sollicitation combinée, leur résistance est donnée par :

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,c} - 0,8F_{t,Ed})}{\gamma_{m3}}$$

$$F_{p,c} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 353 = 247,1 \text{ KN}$$

$$K_s = 1 \quad ; \quad n = 2 \quad ; \quad \mu = 0,3 \quad ; \quad \gamma_{m3} = 1,1$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3 (247,1 - 0,8 \times 243,02)}{1,1} = 28,73 \text{ KN}$$

$$F_{v,Ed} = 28,21 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow F_{v,Ed} < F_{s,rd}$$

→ La condition des boulons des semelles est satisfaite

✓ **Boulons de la semelle en pression diamétrale:**

Selon l'Eurocode3 (tableau 6.5.3) , la condition suivante : $F_{vsd} < F_{b,rd}$ doit être satisfaite .

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_{u,ac} \times d \times t_{AC}}{\gamma_{M2}}$$

$D = 16 \text{ mm}$; $d_0 = 18 \text{ mm}$; $t = 5,9 \text{ mm}$; $\gamma_{M2} = 1,25$; $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$; $e_1 = 30 \text{ mm}$;

$$K_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\} = \min \{ 4,67 ; 2,5 \} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min \{ 0,55 ; 1,7 ; 1 \} = 0,55$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 360 \times 26 \times 20}{1,25} = 205,92 \text{ KN}$$

$$\text{Pour un boulon, on a : } F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{2 \times 12} = \frac{338,53}{24} = 14,10 \text{ KN}$$

} $\longrightarrow F_{vsd} < F_{b,rd}$

\longrightarrow **La condition des boulons de la semelle en pression diamétrale est satisfaite**

i. Vérification de la résistance des boulons de l'âme:

Selon l'Eurocode3 (tableau 6.5.3) ,

✓ **Calcul des sollicitations dans les boulons :**

Chaque boulon est sollicité par une force F'_{sd} due à l'effort tranchant et une force F''_{sd} due au moment

$$F'_{sd} = \frac{V_{sd}}{12} = \frac{227,69}{12} = 18,97 \text{ KN}$$

$$\sum d_i^2 = (0,12)^2 + (0,24)^2 + (0,36)^2 + (0,48)^2 + (0,60)^2 = 0,792 \text{ m}^2$$

$$F''_{sd} = \frac{M \times d_1}{n \cdot \sum d_i^2} = \frac{591,51 \times 0,3}{6 \times 0,15^2 + 0,792} = 191,01 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = \sqrt{\left(\frac{N_{sd}}{8}\right)^2 + (F'_{sd} + F''_{sd})^2} = \sqrt{\left(\frac{338,53}{8}\right)^2 + (18,97 + 224,05)^2} = 211,85 \text{ KN}$$

✓ **Résistance des boulons des semelles:**

Les boulons travaillent à la sollicitation combinée, leur résistance est donnée par :

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{m3}} \times F_{pc}$$

$$F_{p,c} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 353 = 247,1 \text{ KN}$$

$$K_s = 1 ; n = 2 ; \mu = 0,3 ; \gamma_{m3} = 1,1$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,5 \times 247,1}{1,1} = 134,78 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 211,85 \text{ KN}$$

} $\longrightarrow F_{ved} < F_{srd}$

\longrightarrow **La condition de la résistance des boulons des semelles est satisfaite**

✓ **Boulons de l'âme en pression diamétrale:**

Selon l'Eurocode3 (tableau 6.5.3) , la condition suivante : $N_{sd} < F_{b,Rd}$ doit être satisfaite .

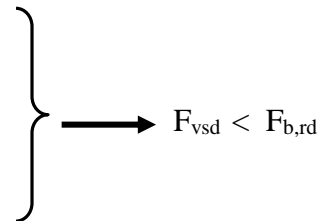
$$F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_{u,ac} \times d \times t_{AC}}{\gamma_{M2}}$$

$$K_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\} = \min \{ 4,67 ; 2,5 \} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min \{ 0,55 ; 1,7 ; 1 \} = 0,55$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 360 \times 26 \times 20}{1,25} = 205,92 \text{ KN}$$

Pour un boulon, on a : $F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{2 \times 12} = \frac{338,53}{24} = 14,10 \text{ KN}$



→ **La condition des boulons de l'âme en pression diamétrale est satisfaite**

VIII.3.4. Assemblage des contreventements :

Assemblage (1) :

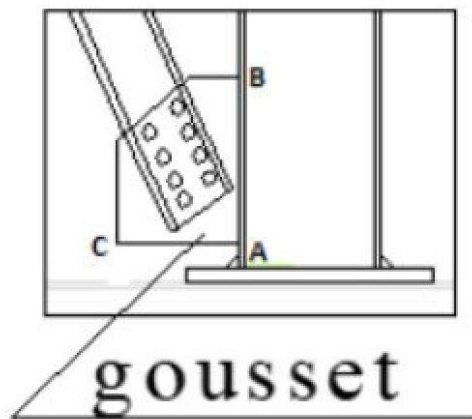


Figure 47: Assemblage de gousset soudé (1er type)

Données :

- Profilés métalliques : 2UPN 200
- (M22) de classe 10.9 $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$
- M22 → $d = 22 \text{ mm}$ $d_0 = 24 \text{ mm}$ $A_s = 303 \text{ mm}^2$
- Epaisseur du gousset : $e_p = 14 \text{ mm}$
- $N_{sd} = 816,43 \text{ KN}$
- M22 $d = 22 \text{ mm}$ $d_0 = 24 \text{ mm}$ $A_s = 303 \text{ mm}^2$
- Epaisseur de l'âme UPN 200 : $t_w = 8,5 \text{ mm}$
- Epaisseur de semelle UPN 200 : $t_f = 11,5 \text{ mm}$
- Nuance d'acier utilisé : S 235 donc : $\beta_w = 0,8$ $\gamma_{M2} = 1,25$ $a_{\min} \leq a_f \leq a_{\max}$
- Soudure de la platine sur la semelle du poteau : $3 \text{ mm} \leq a_1 \leq 0,5 t_w$ $3 \text{ mm} \leq a_1 \leq 6,75 \text{ mm}$

j. Vérifications des cordons :

Avec la formule suivante : $N \leq \frac{a_1 \times \sum L \times f_u \times \sqrt{3}}{\beta_w \times \gamma_{mw}}$

➤ Le cordon AB :

$$L \geq \frac{\beta_w \times \gamma_{m2} \times N \times \sqrt{3}}{f_u \times a_1 \times n}$$

$$\gamma_{m2} = 1,25 \quad \beta_w = 0,8 \quad a = 6\text{mm} \quad n = 2$$

Avec : $\cos \alpha = 40,53^\circ$

$$L \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 816,43 \times \sqrt{3}}{360 \times 6 \times 2} = 327,33 \text{ mm}$$

On prend : $L = 330 \text{ mm}$

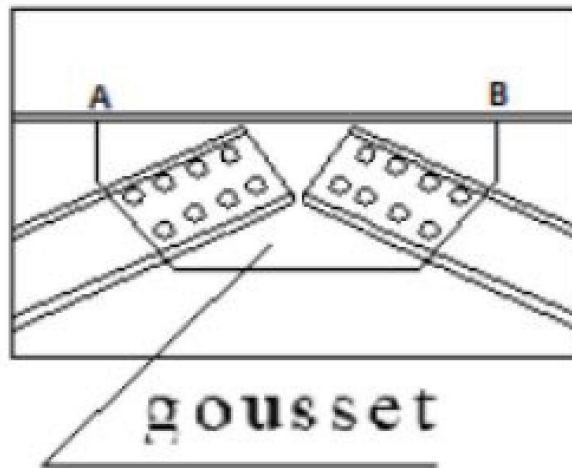
Assemblage (2) :

Figure 48: Assemblage de gousset soudé (2ème type)

Données :

- (M22) de classe HR.10.9 $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$
- M22 $d = 22 \text{ mm}$ $d_0 = 24 \text{ mm}$ $A_s = 303 \text{ mm}^2$
- Epaisseur du gousset : $e_p = 14 \text{ mm}$
- On a 2 efforts de $816,43 \text{ KN}$ $N_{sd} = 1\,632,86 \text{ KN}$
- Soudure du gousset sur la semelle de la poutre: $3\text{mm} \leq a_2 \leq 0,5t_f$... $3\text{mm} \leq a_2 \leq 11,25\text{mm}$

k. Vérifications des cordons :

Avec la formule suivante : $N \leq \frac{a_2 \times \sum L \times f_u \times \sqrt{3}}{\beta_w \times \gamma_{mw}}$

➤ **Le cordon AB :**

$$L \geq \frac{\beta_w \times \gamma_{m2} \times N \times \sqrt{3}}{f_u \times a_2 \times n}$$

$$\gamma_{m2} = 1,25\beta_w = 0.8 \quad a = 10 \text{ mm} \quad n = 2$$

Avec : $\cos \alpha = 71,33^\circ$

$$L \geq \frac{0.8 \times 1.25 \times 1632.86 \times \sqrt{3}}{360 \times 10 \times 2} = 392,8 \text{ mm}$$

$$L = 400 \text{ mm}$$

➤ **Disposition constructive des boulons :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 13,8 \leq e_1 \leq 102$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 25,3 \leq p_1 \leq 119$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 17,25 \leq e_2 \leq 102$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \quad \text{soit} \quad 34,5 \leq p_2 \leq 119$$

$$D'o\grave{u}: \dots\dots\dots p_1 = 50 \text{ mm} \quad e_1 = e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$p_2 = 90 \text{ mm}$$

❖ **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :**

Selon l'Eurocode3 (tableau 3.4), la condition : $F^*_{vrd} < V_{sRd}$ doit être satisfaite.

$$f_{s,rd} = \frac{K_s \times n \times \mu}{\gamma_{m2}} \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/m}^2 \quad ; \quad K_s = 1 \quad ; \quad n = 2 \quad ; \quad \mu = 3$$

Section résistante du boulon : $A_s = 303 \text{ mm}^2$

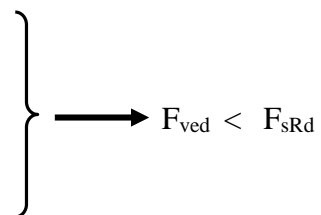
Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{m3} = 1,1$

$$f_{s,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3}{1,1} \times 0,7 \times 1000 \times 303 = 214,2 \text{ KN.}$$

Il y a 2 plans de cisaillement et 8 boulons en double cisaillement,

soit : $F_{sRd} = n \times F_{vrd} = 8 \times 214,2 = 1 713,6 \text{ KN}$

$$F_{vrd} = 1 632,86 \text{ KN}$$



➔ **La condition de la résistance des boulons au cisaillement est satisfaite**

❖ **Vérification de la pression diamétrale :**

Selon l'Eurocode3 (tableau 3.34) , la condition suivante : $F_{v,sd} < F_{b,rd}$ doit être satisfaite .

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_{u,ac} \times d \times t_{AC}}{\gamma_{M2}}$$

$$d = 22 \text{ mm ;}$$

$$d_0 = 11,5 \text{ mm ;}$$

$$t = 8,5 \text{ mm ;}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 ;$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ;$$

$$e_1 = 40 \text{ mm ;}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm .}$$

$$K_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\} = \min \{ 4,67 ; 2,5 \} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min \{ 1,15 ; 1,70 ; 1 \} = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{1,77 \times 1 \times 360 \times 11,5 \times 8,5}{1,25} = 57,3 \text{ KN}$$

$$\text{Pour un boulon, nous avons } F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{2 \times 8} = \frac{816,43}{16} = 51,02 \text{ KN}$$

→ La condition de la pression diamétrale est satisfaite

$$\left. \begin{array}{l} F_{b,rd} = 57,3 \text{ KN} \\ F_{v,sd} = 51,02 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow F_{v,sd} < F_{b,rd}$$

❖ Vérification de l'effort de cisaillement :

Selon l'Eurocode3 (§4.5.3.3), la valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible, soit : $V \leq V_{adm}$

$$V_{adm} = \frac{f_u \times \sum a \times l_3}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$V_{adm} = \frac{360 \times 2 \times 350 \times 4}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 581,96 \text{ KN}$$

$$V = 522,7 \text{ KN}$$

→ La condition de l'effort de cisaillement est satisfaite

VIII.3.5. Calcul des pieds de poteaux :

Afin d'éviter un dépassement de la pression de contact par rapport à la résistance de calcul des liaisons, les poteaux sont munis au niveau de leur partie inférieure de plaques d'assises (servant d'aire d'appui) en vue de répartir les efforts de compression auxquels ils sont soumis.

Ces plaques d'assises sont fixées aux pieds de poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Nous avons opté pour le type encasté au niveau de notre structure.

Tableau 30: Les différentes sollicitations au niveau des pieds de poteaux

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)	Combinaison
M_{\max}	1 344,6075	30,1871	225,3351	G+Q+1,2Ey
$N_{\max}^{\text{compression}}$	3 787,7427	305,0328	58,3827	G+Q+1,2Ex
$N_{\max}^{\text{traction}}$	-1 765,9501	545,4301	136,6556	0,8G-Ex
V_{\max}	820,2640	941,4478	194,5529	G+Q+1,2Ey

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{22533}{1344,6075} = 16,7 \text{ cm}$$

Le centre de poussée se trouve ainsi au niveau du tiers central de la section. Tous les boulons sont donc sollicités à la compression.

❖ Vérification de la contrainte de compression du béton:

la condition suivante : $\sigma_b < f_{bu}$ doit être satisfaite.

$$\sigma_b = \frac{N}{L \times l} + \frac{6M}{l + L^2}$$

$$\sigma_b = \frac{134,46}{5 \times 6} + \frac{6 \times 225,33}{5 + 6^2} = 12,29 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 12,29 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 16,67 \text{ MPa} \end{array} \right\} \longrightarrow \sigma_b < f_{bu}$$

→ La condition de la contrainte de compression du béton est satisfaite

✓ Calcul de l'épaisseur de la platine :

Selon l'Eurocode3 (§6.3.9) , l'équation de 3ème degré en h' s'écrit :

$$h'^3 - 3(1 - h).h'^2 + 90 A \frac{1}{b} h' = 0$$

$$l = 500 \text{ mm}$$

$$h = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$$

$$h'^3 - 476 h'^2 + 78986,56 h' = 494,59$$

$$\longrightarrow h' = 49,46 \text{ cm}$$

✓ Calcul de l'épaisseur de la platine sans raidisseur :

La platine sera considérée comme une console de portée « C » avec

$$M_c = \frac{\sigma_b \times c^2}{2} \quad ; c = 100$$

$$M_c = 61 450 \text{ N}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times M_c}{235}} = 39,6 \text{ mm}$$

→ Pour diminuer l'épaisseur, on renforce la platine avec des raidisseurs

Vérification dans la section 1-1 :

B : est obtenu panneaux appuis sur 3 cote encastre au niveau de l'âme

C : est obtenu panneaux appuis sur 2

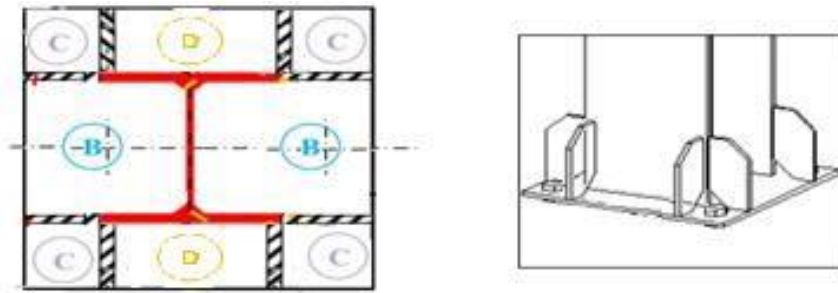


Figure 49: Contrainte de compression sur le béton

- la contrainte dans la section B:

$$M_B = \sigma_b \times 0,084 \times a \quad \text{avec} \quad a = \frac{l}{2} - \frac{t_w}{2} = 243,25 \text{ mm}$$

$$M_B = 12 \times 0,084 \times 243,25 = 251,12 \text{ N}$$

- la contrainte dans la section C:

$$M_C = \frac{A^2 \times B^2}{6(A^2 + B^2)} \times \sigma_b \quad \text{avec} \quad A=B=100 \text{ mm}$$

$$M_C = \frac{100^2 \times 100^2}{6(100^2 + 100^2)} \times 12,29 = 10\,241,66 \text{ N}$$

- la contrainte dans la section D:

$$M_D = \sigma_b \times 0,083 \times a \quad \text{avec} \quad a = \frac{h}{2} - t_f \times 2 = 252 \text{ mm}$$

$$M_D = 12,29 \times 0,083 \times 252 = 257,05 \text{ N}$$

Pour une bande de largeur unité:

$$M_{\text{platine}}^{\max} \leq M_{\text{élastique}} = W_e \times f_y$$

$$\text{Avec :} \quad W_e = \frac{t^2}{6}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6M}{f_y}}$$

$$M = \max (M_B , M_C , M_D) = 10\,241,66 \text{ N}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times 10241,66}{235}} = 16,17 \text{ mm}$$

On prend : $t = 20 \text{ mm}$

Vérification des contraintes dans les boulons d'ancrage situés dans la zone tendue et dans la zone du béton comprimé:

- La 1^{ère} condition $\sigma_a < f_y$ doit être satisfaite. avec $\sigma_a = \frac{N}{A_s} \times \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{h-\frac{h'}{3}}$

$$\sigma_a = \frac{1344,60 \times 10^3}{561} \times \frac{(391,1-550) + \frac{494,6}{3}}{550 - \frac{494,6}{3}} = 37,13 \text{ MPa}$$

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

} $\longrightarrow \sigma_a < f_y$

\longrightarrow **La 1^{ère} condition des contraintes est satisfaite**

- La 2^{ème} condition $\sigma_{b'} < f_{ck}$ doit être satisfaite. avec $\sigma_{b'} = \frac{2N \times l}{b \times h' (h - \frac{h'}{3})}$

$$\sigma_{b'} = \frac{2 \times 1344,6 \times 10^3 \times 391,1}{500 \times 494,6 \times (550 - \frac{494,6}{3})} = 11,04 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 16,66 \text{ MPa}$$

} $\longrightarrow \sigma_{b'} < f_{ck}$

\longrightarrow **La 2^{ème} condition des contraintes est satisfaite**

VIII.3.6. Calcul des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage est calculée en respectant un certain nombre de conditions portant sur :

- La longueur du scellement (l_1).
- Le rayon de courbure (r).
- Le retour de courbure (l_2).
- L'effort admissible

- **Effort de traction sur les boulons de gauche :**

$$T = A_s \times f_y = 561 \times 235 = 131,84 \text{ KN}$$

- **Effort de compression sollicitant le béton sous la platine :**

$$C = 0,5 \times b \times h' \times 6_{b'} = 0,5 \times 500 \times 494,6 \times 12,69 = 1\,569,18 \text{ KN}$$

❖ **Vérification des tiges d'ancrage (boulons d'ancrage) :**

• **Calcul l'effort de traction :**

$$\sum y = -N + C - T = 0 \longrightarrow T = C - N = 1\,569,18 - 1\,344,6 = 224,58 \text{ KN}$$

$k_2 = 0,63$ pour un boulon à tête fraisée,

$k_2 = 0,9$ dans les autres cas.

$$N_{traction} \leq F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{traction} = \frac{224,58}{2} = 112,29 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 800 \times 303}{1,5} = 145,44 \text{ KN}$$

→ On adopte **4 boulons 22Φ classe 8.8**

• **Vérification de l'effort tranchant :**

Condition de nécessité de bêche : $V_{sd} \leq \mu_{Nc}$

$$\left. \begin{array}{l} V_{sd} = 941,44 \text{ KN} \\ \mu_{Nc} = 0,3 \times 820,26 = 246,07 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow \mu_{Nc} \leq V_{sd}$$

→ **La bêche est donc nécessaire**

✓ **Effort admissible :**

Selon le CCM97 (§5.1.2.3), la condition : $N_{traction} < N_{admissible}$ doit être satisfaite .

$$N_{adm} = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi l}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} + \frac{2 \times g_c}{100} \times r^2 \left(1 - \frac{r}{d_1} \right)$$

Avec :

Φ22 : diamètre de la tige

$$g_c = 350 \text{ kg/m}^3 = 350 \text{ daN/m}^3$$

$$l_1 = 20\Phi = 440 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\Phi = 44 \text{ mm}$$

$$r = 3\Phi = 66 \text{ mm}$$

$$d_1 = 50 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{adm} = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{30}{\left(1 + \frac{30}{50} \right)^2} + \frac{2 \times 350}{100} \times 66^2 \left(1 - \frac{33}{50} \right) = 143,71 \text{ KN} \\ N_{trac} = 112,29 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow N_{trac} < N_{adm}$$

→ **La condition de l'effort admissible est satisfaite**

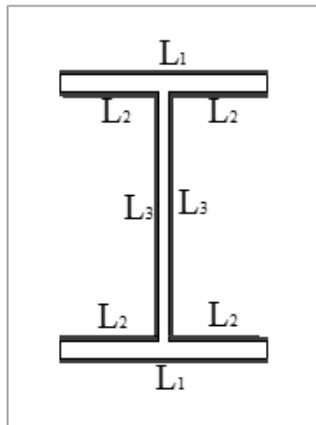
Dimensionnement de cordon de soudure

Figure 50: Assemblage soudé poteau –platine

Soudage platine de poteau :

Données :

$$N_{sd} = 1\,344,60 \text{ KN} \quad V_{sd} = 30,18 \text{ KN} \quad M_{sd} = 225,33 \text{ KN.m} \quad G+Q+1,2 E_y$$

$$L_1 = 300 \text{ mm} \quad L_2 = 137,5 \text{ mm} \quad L_3 = 261 \text{ mm}$$

- Le moment M est repris uniquement par les cordons de soudure 1 et 2 .
- L'effort V est repris par le cordon de soudure 3 ;
- L'effort de traction est repris par les cordons soudure 1 2 3
- Nuance d'acier S253

❖ Vérification de l'effort de tranchant + l'effort normal :

Selon l'Eurocode3 (§4.5.3.3) , la condition suivante : $V \leq V_{adm}$ doit être satisfaite .

$$V_{adm} = \frac{f_u \times \sum a \times l_3}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2}}$$

On prend comme hypothèse de calcul $a = 14 \text{ mm}$, a étant l'épaisseur du cordon de soudure.

$$V_{adm} = \frac{360 \times 2 \times 261 \times 14}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1\,518,93 \text{ KN}$$

$$V = 1\,344,6 \text{ KN}$$

→ La condition de l'effort de tranchant + l'effort normal est satisfaite (pour la valeur prise $a = 14 \text{ mm}$ comme épaisseur du cordon de soudure).

❖ Vérification du moment + l'effort normal :(EC3.art.6.9.6.3)

Selon l'Eurocode3 (§6.9.6.3) , la condition suivante : $F_{sd} \leq F_{adm}$ doit être satisfaite .

$$F_{adm} = \frac{f_u \times \sum a \times l_3}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$F_{sd'} = \frac{M_{sd}}{0,72} = \frac{225,33}{0,72} = 312,95 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = F_{sd'} + N_{sd} = 312,95 + 1\,344,60 = 1\,657,55 \text{ KN}$$

$$F_{adm} = \frac{360 \times 563 \times 15}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1\,755,26 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow F_{sd} \leq F_{adm}$$

→ La condition du moment + l'effort normal est satisfaite (pour la valeur prise $a = 14 \text{ mm}$ comme épaisseur du cordon de soudure).

→ On adopte donc un cordon de soudure d'épaisseur = 15 mm

VIII.3.7. Dimensionnement du fût :

$$B_{\text{platine}} = 600 \text{ mm}$$

$$B_b = 700 \text{ mm}$$

$$H_{\text{platine}} = 500 \text{ mm}$$

$$H_b = 600 \text{ mm}$$

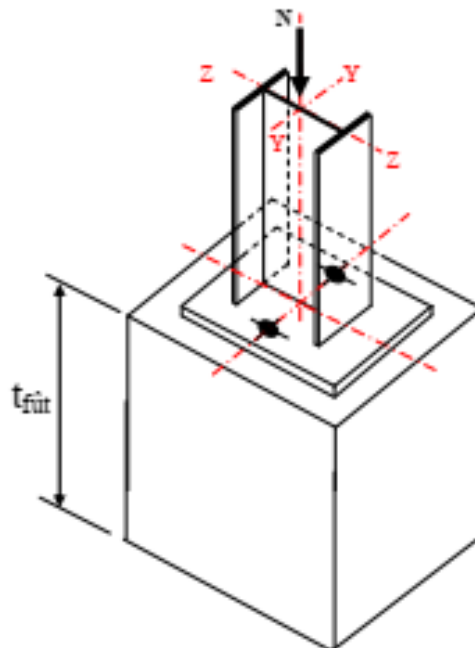


Figure 51: Fût

$$t_{\text{fût}} \geq \frac{B_b \times H_b}{B_b + H_b} \geq \frac{700 \times 600}{700 + 600} \geq 312,95 \text{ mm}$$

→ On prend $t_{\text{fût}} = 400 \text{ mm}$

VIII.4. Conclusion :

Au niveau de ce chapitre, nous avons procédé aux calculs et vérifications des éléments d'assemblage (boulons et soudures) des profilés métalliques (poteaux, poutres, solives, contreventement, pieds de poteaux) entre eux, ainsi qu'au dimensionnement du fût.

CHAPITRE IX : ETUDE DES FONDATIONS

IX.1.Introduction :

L'infrastructure est un ensemble d'éléments ayant pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées sur la structure. Le choix du type de fondations dépend à la fois de l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques physiques et mécanique du sol. (Voir annexe)

IX.2. Hypothèses de calcul:

Le calcul des fondations superficielles se fait :

- A l'état limite de service (ELS), concernant leurs dimensions extérieures.
- A l'état limite ultime de résistance (ELU) ou à l'état limite de service (ELS) concernant leurs armatures selon les conditions de fissuration.

IX.3. Définition d'un radier général:

Un radier général est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment et qui s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Selon la taille du bâtiment à construire et le type de sol, il existe plusieurs types de radiers, dont le radier plat d'épaisseur constante, le radier nervuré, le radier champignon et le radier voûté.

IX.4. Pré dimensionnement du radier général:

Nous avons préconisé un radier général en béton armé avec nervures comme fondations pour notre bâtiment.

Le radier général est assimilé à un plancher renversé, appuyé sur les murs de l'ossature. Il est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

- L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$, L_{\max} étant la distance maximale entre deux files successives.

$$\text{S'agissant de notre bâtiment, } L_{\max} = 13,5\text{m, d'où } h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \geq \frac{13,5}{10} \geq 1,35 \text{ m .}$$

- L'épaisseur h_d de la dalle (ou du radier général) doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \geq \frac{13,5}{20} \geq 0,675 \text{ m} \longrightarrow \text{On prend } h_d = 0,70 \text{ m}$$

Pour la largeur de la nervure, on va la prendre égale à 100 cm.

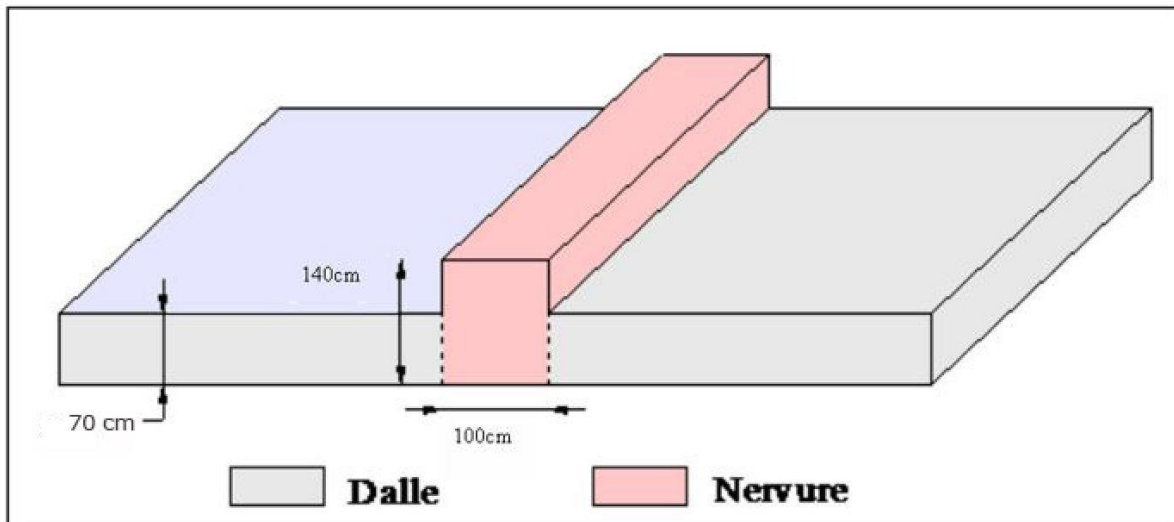


Figure 52: Schéma d'un radier général

IX.5. Vérifications nécessaires (au poinçonnement):

Selon les recommandations du B.A.E.L 91 révisé 99 (§ A.5.2.41), la condition de non

poinçonnement est vérifiée si : $N_u \leq 0,045 \times h \times P_r \times \frac{f_{c28}}{v_b}$, N_u étant la charge de calcul ultime vis-à-vis de l'état limite du poteau le plus sollicité. Sa valeur est tirée directement du logiciel ROBOT.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

P_r : Périmètre du centre cisailé, $P_r = 4(a + h_n)$

a : largeur de la nervure $a = 100 \text{ cm}$

$$v_b = 1,5$$

$N_u = 1\,344,60 \text{ KN}$ combinaison : $G+Q+1.2E_y$

$$P_r = 4 \times (100 + 140) = 960 \text{ cm}$$

$$N_u \leq 0,045 \times h \times P_r \times \frac{f_{c28}}{v_b} = 0,045 \times 1,4 \times 9,6 \times \frac{25}{1,5} = 10\,080 \text{ KN} (> 1\,344,60 \text{ KN})$$

➔ La condition est satisfaite. Il n'y a donc pas de risque de poinçonnement.

IX.6. Calcul de débordement D :

Le débordement D, doit satisfaire l'inégalité:

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\text{cm}\right) \rightarrow D \geq \max\left(\frac{140}{2}, 30\text{cm}\right) \rightarrow D \geq \max(70, 30) \rightarrow D \geq 70\text{cm}$$

On adopte un débordement $D = 70 \text{ cm}$ qui sera réalisé seulement au niveau des 2 côtés où il n'y a pas de voisinage.

D'après le rapport géotechnique (joint en annexe B), la contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$.

Vérification de la stabilité au renversement:

D'après le RPA99 version 2003, pour éviter le risque de renversement, la condition

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \text{ doit être satisfaite :}$$

M : moment de renversement

N_t : ensemble des charges verticales

B : longueur du bâtiment

$$N_t = N + P_{\text{radier}} + P_{\text{remblais}}$$

N: effort normal, $N = 1344,6 \text{ KN}$ (valeur tirée à partir du ROBOT).

P_{remblais} : poids propre du remblai

P_{radier} : poids propre du radier $P_{\text{radier}} = S \times h \times \gamma_b$

S : section du radier

h : hauteur du radier

γ_b : poids volumique du béton armé

- $P_{\text{radier}} = 1125 \times 0,8 \times 25 = 22\,500 \text{ KN}$

- $P_{\text{remblai}} = d \times B \times L \times \gamma_{\text{remblai}}$

d : ancrage $d = 1,5 \text{ m}$

B et **L** : dimensions du radier général

$$P_{\text{remblai}} = 1125 \times 15 \times 1,5 = 25\,312,5 \text{ KN}$$

- $N_x = N_y = N_t = 1\,344,6 + 22\,500 + 25\,312,5 = 49\,157,1 \text{ KN}$

➤ **Vérifications:**

$$M = 225,33 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{225,33}{1344,6075} = 0,16 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \frac{B}{4} = \frac{25}{4} = 6,25 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow e_x \leq \frac{B}{4}$$

➔ **La condition étant satisfaite, il n'y a pas de risque de renversement.**

IX.7. Ferrailage du radier général :

IX.7.1. Ferrailage de la dalle:

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1 ml.

IX.7.1.1. Calcul du ferrailage en travée:

Nous avons les données suivantes :

$$B = 1\text{ m} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa} \quad M_{tu} = 225,33 \times 0,75 \times 10^{-3} = 168,99 \text{ MN.m}$$

$$h = 0,7\text{ m} \quad f_{c28} = 25\text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{168,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_R = 0,392$$

→ Section simple armature → $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,62 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z_s \cdot \sigma_{st}} = \frac{168,99 \times 10^{-3}}{0,62 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 7,83 \text{ cm}^2$$

Section minimum:**Selon le B.A.E.L (Condition de non fragilité) :**

La section minimum des armatures selon le B.A.E.L91 révisé 99 est :

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_c} \right)$$

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{100 \cdot 70}{1000} ; \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 0,63 \cdot 2,1}{400} \right)$$

$$A_{min} \geq \max (7 ; 7,6) \rightarrow A_{min} \geq 7,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ On choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$

IX.7.1.2. Calcul du ferrailage en appuis:

Nous avons les données suivantes :

$$B = 1 \text{ m} \quad \sigma_{st} = 347,83\text{ Mpa} \quad M_{app} = 122,66 \times 10^{-3} \text{ Mn.m} \quad h = 0,7 \text{ m} \quad f_{c28} = 25\text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{112,66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,020 < \mu_R = 0,392$$

Donc $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02}) = 0,025$$

$$z = d (1 - 0,4 \times 0,025) = 0,623$$

$$A_{st} = \frac{M_{appu}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{112.33 * 10^{-3}}{0.623 * 347.83} = 5.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{\min} \geq 7,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$ on choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$

NB : De plus, on prévoit au milieu de la nervure des armatures (ferraillage d'ordre constructif) en T12, vu que sa hauteur est importante ($h = 1,40 \text{ m}$).

IX.7.2. Vérification de la dalle à l'ELS:

- Position de l'axe neutre :

La formule ci-dessous permet de déterminer la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\text{Avec : } A_{sc} (x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 12.06 * (63 - x') = 0$$

$$50 x^2 + 180,9 x - 1139,67 = 0$$

$$\rightarrow x = 15,81 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie:

$$I_b = \frac{b}{3} x^3 = 1.31 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st} (d * x)^2 = 1.19 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + \eta I_{st} = 1.31 * 10^{-3} + 15 * 1.19 * 10^{-4}$$

$$I = 0.0073 \text{ m}^4$$

La formule suivante $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ doit être satisfaite

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_s * x}{I} = \frac{112.33 * 10^{-3} * 15.81 * 10^{-2}}{0.0073} = 2,43 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

\longrightarrow La condition est satisfaite .

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b * d} = \frac{0.0301871}{1 * 0.9 * 0.8} = 0.042 \text{ MPa}$$

La fissuration étant préjudiciable, on a :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{v_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u > \tau_u \longrightarrow$ La condition au cisaillement est satisfaite.

IX.7.3. Calcul de l'espacement :

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(63 ; 40 \text{ cm}) \leq 40 \text{ cm}$

\longrightarrow On adopte un espacement : $S_t = 30 \text{ cm}$

IX.7.4. Calcul du Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait en flexion simple,

➤ à l'ELU.

Nous avons les données suivantes :

$b = 1\text{m}$ $\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$ $M = 225,33 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$ $h = 1,4 \text{ m}$ $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{225,33 \times 10^{-3}}{1 \times 1,26^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,031$$

$$z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 1,24\text{m}$$

$$\text{donc } \rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{Z_s \cdot \sigma_{st}} = \frac{225,33 \times 10^{-3}}{1,24 \times 347,83} = 5,22 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\text{Selon le B.A.E.L : } A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{100 \cdot 140}{1000} ; \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 126 \cdot 2,1}{400} \right)$$

$$A_{\min} \geq \max (14 \geq ; 15,21) \longrightarrow A_{\min} \geq 15,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\longrightarrow Pour les armatures longitudinales, on choisit 10 T16 avec $A_{st} = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ à l'ELS:

Position de l'axe neutre :

La formule ci-dessous permet de déterminer la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\text{Avec : } A_{sc}(x-d')=0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \cdot 20,11(126 - x') = 0$$

$$50x^2 + 301,65 x - 38\,007,9 = 0$$

$$\longrightarrow x = 24,1 \text{ cm}$$

- **Calcul de l'inertie:**

$$I_b = \frac{b}{3} x^3 = 4.6 * 10^{-3} m^4$$

$$I_{st} = A_{st} (d * x)^2 = 2.06 * 10^{-3} m^4$$

$$I = I_b + \eta I_{st} = 4.6 * 10^{-3} + 15 * 2.06 * 10^{-3}$$

$$I = 0.035 m^4$$

Calcul des contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{235.33 * 10^{-3} * 24.71 * 10^{-2}}{0.035} = 1,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

} → $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

→ **La condition est satisfaite .**

- **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b * d} = \frac{30,1871 * 10^{-3}}{1 * 0,9 * 1,4} = 0,0239 \text{ MPa}$$

La fissuration étant préjudiciable, on a :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{v_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 * 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u > \tau_u$ → **La condition au cisaillement est satisfaite..**

IX.7.5. Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99, version 2003 , cet espacement varie selon la position:

➤ **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi_{\text{min}} ; 30 \text{ cm}) \text{ avec :}$$

ϕ_{min} : diamètre du plus petit ferrailage longitudinal.

h : hauteur de la poutre

$$S_t \leq \min (140/4 ; 1,2 * 1,2 ; 30 \text{ cm}) \leq \min (35 ; 14,4 ; 30 \text{ cm}) \leq 14,4 \text{ cm}$$

→ **En zone nodale, on adopte un espacement : $S_t = 14 \text{ cm}$**

➤ **En dehors de la zone nodale:**

$$S_t' \leq h/2 \rightarrow S_t' \leq 140/2 \leq 70 \text{ cm}$$

→ **En dehors de la zone nodale, on adopte un espacement : $S_t' = 25 \text{ cm}$**

IX.7.6. Détermination des armatures transversales :

Le diamètre minimum des armatures transversales, est déterminé par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{140}{35}, \frac{100}{10}, 1.6\right)$$

$$\phi_t \leq \min(4,50,1.6) \rightarrow \phi_t = 8mm$$

→ Pour les armatures transversales (cadres et étriers), on choisit $\Phi 8$

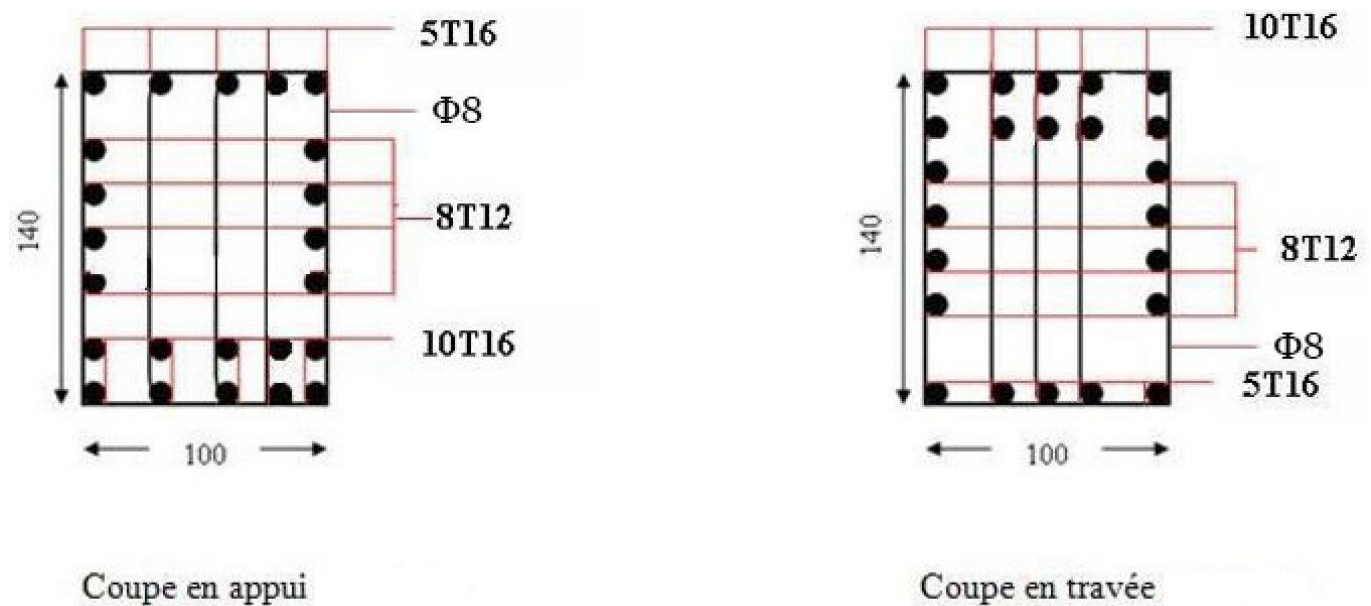


Figure 53: Ferrailage de la nervure du radier

IX.8. Conclusion

Au niveau de ce chapitre, nous avons étudié les fondations de notre bâtiment qui ont pour rôle de transmettre les charges au sol conformément les recommandations du BAEL91 révisé 99.

A travers cette étude qui a pris en charge toutes les charges qui sollicitent ce bâtiment ainsi que la nature du sol, nous avons préconisé un radier général (fondations superficielles) avec nervures y compris le ferrailage correspondant.

CONCLUSION GENERALE

Le présent mémoire, relatif à notre projet de fin d'études, concerne l'étude et le calcul de la structure d'un bâtiment R+4 en charpente métallique à usage administratif située dans la localité d'El Khroub (wilaya de Constantine).

Cette étude, qui a été scindée en plusieurs parties (prédimensionnement, calculs, vérifications et analyses), a été élaborée avec l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis Professional » par la modélisation de la structure, définition des actions sur celle-ci et la détermination des sollicitations dans les différents éléments de la structure. On a pris en charge tous les paramètres et risques (effets des vents, neiges et séisme) afin d'assurer la stabilité de ce bâtiment en tenant compte des normes actuelles applicables dans notre pays que sont : CCM97, DTR BC2.2, RNV99 version 2013, RPA99 version 2003, BAEL91 révisé99, Eurocode 3 et Eurocode 4.

Tous les éléments structuraux ont donc été concernés par cette étude, à savoir la superstructure métallique (poteaux, poutres, solives, escaliers, planchers mixtes, différents assemblages) et l'infrastructure réalisée suivant un radier général avec nervures.

Tout en souhaitant une relance de ce type de construction métallique par les maîtres d'ouvrages eu égard à ses avantages (notamment la rapidité d'exécution), l'accomplissement de cette étude, nous a permis de :

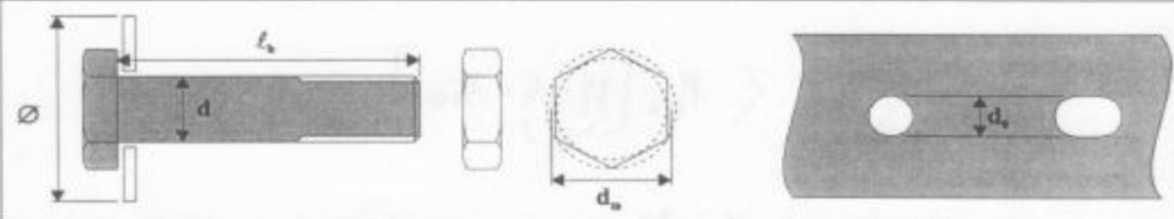
- Approfondir nos connaissances théoriques acquises dans ce domaine et de les consolider avec la réalité.
- Avoir un aperçu sur une des missions de l'ingénieur en génie civil, à savoir l'étude d'une structure et ce à travers un cas concret.
- Bien comprendre l'importance accordée à l'étude d'une structure (sécurité oblige) et par conséquent ce n'est pas un choix arbitraire mais une étape obligatoire avant l'entame de toute construction.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION ; Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2.2 , Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [2] REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013 ; Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-C-2-47 , Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment, (Algérie).
- [3] REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER «CCM97» ; Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2-44 , Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- [4] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ; Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2-48 , Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).
- [5] « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » ; MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- [6] B.A.E.L 91 révisée 99 : béton arme aux états limite, troisième tirage, Eyrolles, 1997
- [7] Eurocode 3, Calcul des structures en acier - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments, EN 1993-1-1:1992, 2004 .
- [8] Eurocode 4, Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1- 1: Règles générales et règles our les bâtiments, EN 1993-1-1:1992, 2004.
- [9] « Etude comparative d'un bâtiment en acier équipé de système de contreventement et d'appareils d'appuis en pendule à friction » ; BOUAYAD AGHA Mohammed El-Mahdi & TABET-DERRAZ Moulay Idriss, 2017.
- [10] « Gare maritime d'ANNABA en charpente métallique (R+3) » ; ALSAMAWI Almoutaz Bellah & CHORFI Abdelmalek, 2018.
- [11] Etude et dimensionnement d'un parking (R+4) en charpente métallique à TLEMCEN « BAB-EL-DJIAD » ; ALIOUA Amina, BACHIR Sara, 2018.

ANNEXES

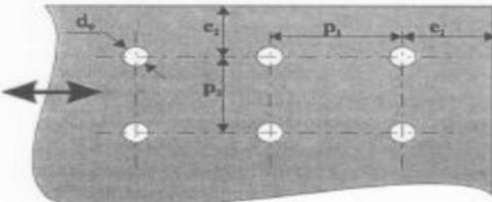
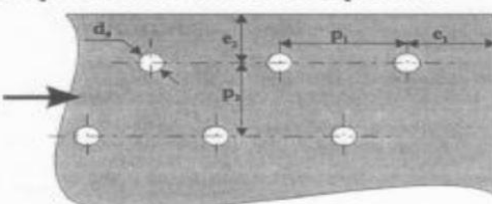
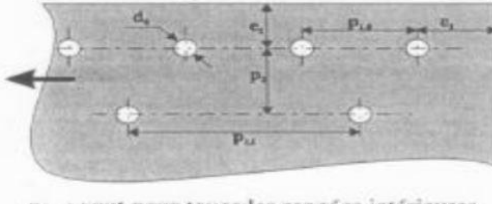
Annexe (A) : Etude des assemblages



qualités d'acier disponibles			4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9				
diamètres disponibles			M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
diamètre nominal	d	mm	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
diamètre du trou	d ₀	mm	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
diamètre écrou	d _m	mm	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6
diamètre rondelle	Ø	mm	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
partie lisse	A _b	mm ²	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
partie filetée	A _s	mm ²	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
tôles ordinaires		mm	2	3	4	5	6	7	8	10.14	>14		
cornières ordinaires		mm	30	35	40	50	60	70	80	120	>120		

f_{yb} : limite d'élasticitéf_{ub} : résistance à la traction

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f _{yb} (Mpa)	240	320	300	400	480	640	900
f _{ub} (Mpa)	400	400	500	500	600	800	1000

<p>Dispositions suivant une matrice régulière</p> 	$1,2.d_0 \leq e_1 < \text{Min} [12.t; 150 \text{ mm}]$ $1,5.d_0 \leq e_2 < \text{Min} [12.t; 150 \text{ mm}]$ $p_1 \geq 2,2.d_0$ $p_2 \geq 3.d_0$
<p>Dispositions en quinconce sollicitées en compression</p> 	$1,2.d_0 \leq e_1 < \text{Min} [12.t; 150 \text{ mm}]$ $1,5.d_0 \leq e_2 < \text{Min} [12.t; 150 \text{ mm}]$ $2,2.d_0 \leq p_1 \leq \text{Min} [14.t; 200 \text{ mm}]$ $3.d_0 \leq p_2 \leq \text{Min} [14.t; 200 \text{ mm}]$
<p>Dispositions en quinconce sollicitées en traction</p> <p>p_{1,0} : ne vaut que pour une rangée extrême (près des bords)</p>  <p>p_{1,1} : vaut pour toutes les rangées intérieures</p>	$1,2.d_0 \leq e_1 < \text{Min} [12.t; 150 \text{ mm}]$ $1,5.d_0 \leq e_2 < \text{Min} [12.t; 150 \text{ mm}]$ $2,2.d_0 \leq p_{1,0} \leq \text{Min} [14.t; 200 \text{ mm}]$ $2,2.d_0 \leq p_{1,1} \leq \text{Min} [28.t; 400 \text{ mm}]$ $3.d_0 \leq p_2 \leq \text{Min} [14.t; 200 \text{ mm}]$

Préparation	Classe de surfaces de frottement (voir 2.8, normes de référence : Groupe 7)	Coefficient de frottement μ
Surfaces grenillées ou sablées, sans rouille ni piqure, ou métallisées	A	0,5
Peinture au silicate alcali-zinc appliquée après grenillage ou sablage	B	0,4
Surfaces nettoyées à la brosse ou au chalumeau, sans rouille	C	0,3
Surfaces non traitées	D	0,2

Description	k_s
Boulons utilisés dans des trous normaux.	1,0
Boulons utilisés soit dans des trous surdimensionnés soit dans des trous oblongs courts dont l'axe longitudinal est perpendiculaire à la direction des efforts	0,85
Boulons utilisés dans des trous oblongs longs dont l'axe longitudinal est perpendiculaire à la direction des efforts.	0,7
Boulons utilisés dans des trous oblongs courts dont l'axe longitudinal est parallèle à la direction des efforts.	0,76
Boulons utilisés dans des trous oblongs longs dont l'axe longitudinal est parallèle à la direction des efforts	0,63

Annexe (B) : Rapport géotechnique

6. CONCLUSION :

Le terrain réservé pour la construction de l'aérogare à Ain El Bey est constitué d'un sous-sol argileux tuffacée parfois graveleux.

Après décapage de la terre végétale, l'ouvrage peut être fondé sur semelles isolées, carrées et ancrées à 1.50 m dans la couche argileuse et travaillant pour un taux de travail de 1 bar.

Le tassement est admissible.

Compte tenu de la nature gonflante du sous-sol il faudra couler le béton dès l'ouverture des fouilles éviter l'implantation des arbres et prévoir un drain périphérique.

L'utilisation du ciment H.T.S. n'étant pas nécessaire.

L'INGENIEURM. AIDOUNILE CHEF DEPARTEMENT

مديرية الشؤون البلدية والتخطيط
البلديات
والقروى

Annexe (C) : Etude des fondations

