

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



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Mr HAMITOUCHE Sidali

Mr AOUDAR Massinissa

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

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème :

**Comparaison d'une étude 2D et 3D (dynamique) d'un
Bâtiment (R+1) en ossature métallique à usage
administratif**

Devant le jury composé de :

Arbaoui A
Rouabah A
Boumaiza M

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Promoteur
Présidente
Examinatrice

Année Universitaire 2019/2020

Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

Mes très chers parents, que je ne remercierai jamais assez pour tout ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

À mon chère frère et sœurs Yahia, Lyliia et Siham.

Toute la famille HAMITOUCHE.

Mon cher ami, mon binôme AOUDAR massinissa avec qui j'ai partagé des moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.

À mes amis, Djamel, Rezki, Redouane, et mes collègues de la promotion de génie civil 2019-2020 nominativement.

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

Et en dernier, un grand merci à toutes et celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

HAMITOUCHE sidali.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À ma Chère mère et mon cher père qui m'ont toujours soutenu dans ma vie par leurs encouragements continus, que DIEU les garde pour moi.

Mes sœurs « merieme, bouchera et sarah », aussi mes grands-parents, et à toute la famille AOUDAR,

À mon binôme qui est avant tout mon ami intime HAMITOUCHE sidali, qui a su être un bon ami dans tous les moments, de joie ou de malheur.

À tous mes amis proches et camarades de génie civil, c'était un plaisir d'avoir partagé ces dernières années avec eux.

À tous mes professeurs qui m'ont formé et aidé avec leurs exigences et conseils, sans eux je ne serais pas arrivé à ce niveau.

À tous ceux qui, de loin ou de près, m'ont aidé et soutenu.

AOUDAR massinissa.

Remerciements

Nous tenons d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions :

- ✓ Notre encadreur Mr : ARBAOUI Ahcene, pour ses précieux conseils, ses grandes bienveillances et son aide durant toute la période du travail.
- ✓ L'ingénieur Mr OULD AMER Kamel, qui, grâce à lui on a pu achever notre travail.
- ✓ Tous les professeurs, on voudrait aussi les remercier pour le savoir prodigué et contribution à notre formation.
- ✓ Tous nos amis et collègues, nous remercions aussi pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.
- ✓ Nos respectueux remerciements aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de participé à l'évaluation de ce modeste travail.

Enfin, nous exprimons toute notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

MERCI A TOUS

SYMBOLE ET NOTATION

Actions :

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

Sollicitations, contraintes et déformations :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\ 000$ MPa).
F_p	Effort de précontrainte dans un boulon.
M	Moment sollicitant, en général.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace.
M_{el}	Moment élastique.
M_N	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial.
M_{pl}	Moment plastique.
M_R	Moment résistant.
N	Effort normal, en général.
N_K	Effort normal critique d'Euler.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
N_u	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Effort tranchant de plastification.
V_u	Effort tranchant ultime.
f(ou δ)	Flèche d'une poutre.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_Y	Limite d'élasticité d'un acier.
ε (epsilon)	Déformation linéaire unitaire.
ε_Y	Déformation correspondant à la limite d'élasticité.
σ (sigma)	Contrainte normale.
σ_K	Contrainte critique.
τ (tau)	Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
τ_{cr}	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement.
τ_e	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité [$\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$]
v (nu)	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$).

Δ ou δ (delta) Déplacement horizontal en tête de poteaux.

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

K Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.

a A_w/A = Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale.

k_o Coefficient de flambement.

k_D Coefficient de déversement.

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.

m 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 $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

η (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement).

λ (lambda) Elancement $[\lambda = \frac{l_k}{i}]$

λ_k Elancement eulérien.

$\bar{\lambda}$ Elancement réduit $[\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k}]$

$\bar{\lambda}_{LT}$ Elancement de renversement

λ_w Elancement de l'âme d'une poutre $[\lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \tau_w}}]$

μ (mu) Coefficient de frottement.

ρ (rho) Rendement d'une section.

χ (chi) Coefficient de réduction de flambement.

χ_{LT} Coefficient de réduction de déversement.

Ψ (psi) Coefficient de distribution de contraintes.

γ (gamma) Coefficient partiel de sécurité.

Caractéristiques géométriques :

A Section brute d'une pièce cm^2

A_v Aire de cisaillement cm^2

A_w Section de l'âme d'une pièce cm^2

A_s Section résistante de la tige d'un boulon cm^2

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU I.2:1 DIMENSION GEOMETRIQUE _____	1
TABLEAU I.2:2 ZONE D'IMPLANTATION DE LA STRUCTURE _____	1
TABLEAU I.4:1 LES CARACTERISTIQUES MECANQUES DE L'ACIER _____	4
TABLEAU I.4:2 LES CARACTERISTIQUES MECANQUES DU BETON _____	5
TABLEAU II.2:1 CHARGE PERMANENTE POUR TERRASSE _____	6
TABLEAU II.2:2 CHARGE PERMANENTE POUR ETAGE COURANT _____	7
TABLEAU II.3:1 CHARGE D'EXPLOITATION _____	7
TABLEAU II.4:1 VALEUR DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE REFERENCE [TABLEAU2.2, P50]	9
TABLEAU II.4:2 DEFINITION DE CATEGORIE DE TERRAIN [TABLEAU2.4, P53] _____	9
TABLEAU II.4:3 VALEUR DE COEFFICIENT DE LA RUGOSITE _____	13
TABLEAU II.4:4 VALEUR DE COEFFICIENT D'EXPOSITION _____	14
TABLEAU II.4:5 VALEURS DE QJ SUIVANT (DIRECTION V1) _____	20
TABLEAU II.4:6 VALEURS DE QJ SUIVANT (DIRECTION V2) _____	21
TABLEAU III.1:1 VALEUR COEFFICIENT PARTIEL DE SECURITE _____	24
TABLEAU III.1:2 LIMITES RECOMMANDEES POUR LES FLECHES VERTICALES _____	24
TABLEAU III.2:1 CARACTERISTIQUE DE IPE270 _____	26
TABLEAU III.2:2 VERIFICATION DE LA FLECHE DES SOLIVES TERRASSE _____	27
TABLEAU III.2:3 CARACTERISTIQUE DE IPE270 _____	28
TABLEAU III.2:4 VERIFICATION DES SOLlicitATIONS SUR LES SOLIVES _____	28
TABLEAU III.2:5 CARACTERISTIQUE DE IPE330 _____	29
TABLEAU III.2:6 VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES ETAGE COURANT _____	30
TABLEAU III.2:7 CARACTERISTIQUE DE IPE330 _____	30
TABLEAU III.2:8 VERIFICATION DES SOLlicitATIONS SUR LES POUTRES. _____	31
TABLEAU IV.2:1 COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A. _____	48
TABLEAU IV.2:2 VALEURS DE ξ (%). _____	49
TABLEAU IV.2:3 PERIODES CARACTERISTIQUES DU SITE. _____	50

TABLEAU IV.2:4 VALEURS DES PENALITES PQ.	51
TABLEAU IV.3:1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE.	58
TABLEAU IV.3:2 LES DEPLACEMENTS RELATIFS.	58
TABLEAU IV.3:3 DEPLACEMENTS SUIVANT L'AXE X-X.	58
TABLEAU IV.3:4 DEPLACEMENTS SUIVANT L'AXE Y-Y.	59
TABLEAU IV.3:5 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE.	60
TABLEAU IV.3:6 LES DEPLACEMENTS RELATIFS.	60
TABLEAU IV.3:7 DEPLACEMENTS SUIVANT L'AXE X-X.	60
TABLEAU IV.3:8 DEPLACEMENTS SUIVANT L'AXE Y-Y	61
TABLEAU IV.3:9 CARACTERISTIQUE DE LA BIELLE IPE500	63
TABLEAU IV.3:10 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE	64
TABLEAU IV.3:11 VERIFICATION LES DEPLACEMENTS.	64
TABLEAU IV.3:12 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE	65
TABLEAU IV.3:13 VERIFICATION LES DEPLACEMENTS.	65
TABLEAU V:1 CARACTERISTIQUE DE UPN180	73

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.3-1 LES COMPOSANTES DE PLANCHER MIXTE _____	2
FIGURE I.4-1 DIAGRAMME EFFORT /DEFORMATION DE L'ACIER. _____	4
FIGURE II.2-1 PLANCHER TERRASSE _____	6
FIGURE II.2-2 PLANCHER ETAGE COURANT _____	7
FIGURE II.4-1 VENT SUR LES DEUX COTES DE LA STRUCTURE. _____	9
FIGURE II.4-2 HAUTEUR DE REFERENCE. _____	12
FIGURE II.4-3 DIVISION DE LA PAROI VERTICALE SELON LE CHARGEMENT DU VENT (V1)	15
FIGURE II.4-4 VALEURS DE CPE SUR LES ZONES DE LA PAROI VERTICALE SELON LA DIRECTION V1 _____	15
FIGURE II.4-5 LEGENDE POUR LES TOITURES PLATES _____	16
FIGURE II.4-6 VALEURS DE CPE POUR LA TOITURE SELON LA DIRECTION V1. _____	17
FIGURE II.4-7 DIVISION DE LA PAROI VERTICALE SELON LE CHARGEMENT DU VENT (V2).	17
FIGURE II.4-8 VALEURS DE CPE SUR LES ZONES DE LA PAROI VERTICALE SELON LA DIRECTION V2 _____	18
FIGURE II.4-9 LEGENDE POUR LES TOITURES PLATES _____	18
FIGURE II.4-10 LEGENDE POUR LES TOITURES PLATES _____	19
FIGURE II.4-11 PRESSION DU VENT (V1) SUR D, E, F, G, H ET I. _____	20
FIGURE II.4-12 PRESSION DU VENT (V2) SUR D, E, F, G, H ET I. _____	21
FIGURE III.2-1 ESPACEMENT ET LONGUEUR DE LA SOLIVE _____	25
FIGURE III.2-2 SOLIVE UNIFORMEMENT CHARGEE. _____	25
FIGURE III.2-3 PLANCHER MIXTE ACIER-BETON. _____	35
FIGURE III.2-4 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA TOLE HI BOND 55-800 _____	36
FIGURE III.2-5 CHARGEMENT DES SOLIVES _____	36
FIGURE III.2-6 LARGEUR PARTICIPANTE DE LA DALLE. _____	38
FIGURE III.2-7 POSITION DE L'AXE NEUTRE. _____	39
FIGURE III.2-8 CONNECTEURS SOUDES. _____	40
FIGURE III.2-9 MISE EN ŒUVRE DES GOUJONS SOUDES. _____	40

FIGURE III.2-10 LES DIMENSIONS D'UN CONNECTEUR	40
FIGURE III.2-11 ESPACEMENT ENTRE CONNECTEURS.	43
FIGURE IV.1-1 CHLEF (7.2) _10 OCTOBRE 1980.	44
FIGURE IV.1-2 BOUMERDES (6.8) _21 MAI 2003.	45
FIGURE IV.1-3 SCHEMA REPRESENTANT LES PARAMETRES DE SOURCE SEISMIQUE.	46
FIGURE IV.1-4 SCHEMA REPRESENTE LES TROIS PRINCIPAUX MECANISMES DE RUPTURE AU FOYER.	46
FIGURE IV.3-1 MODELE EN 3D.	53
FIGURE IV.3-2 DISPOSITION CONTREVENTEMENT SUR L'AXE (X-X) (VUE FACE).	53
FIGURE IV.3-3 DISPOSITION CONTREVENTEMENT SUR L'AXE (Y-Y) (VUE SUR COTE).	53
FIGURE IV.3-4 DEFINITION LES MATERIAUX ET LES REGLEMENTS UTILISEE.	54
FIGURE IV.3-5 DEFINITION DE LA GEOMETRIE DE BASE.	54
FIGURE IV.3-6 DEFINITION DES SECTIONS.	55
FIGURE IV.3-7 DEFINITION DES CHARGES A APPLIQUER	55
FIGURE IV.3-8 DEFINITION DES COMBINAISONS DES CHARGES.	56
FIGURE IV.3-9 VERIFICATION DES POTEAUX A L'ELS.	56
FIGURE IV.3-10 VERIFICATION LES POUTRES (PRINCIPALE ET SECONDAIRE) A L'ELU.	57
FIGURE IV.3-11 MODELE EN 3D.	59
FIGURE IV.3-12 DISPOSITION CONTREVENTEMENT SUR PLANCHER RDC	60
FIGURE IV.3-13 MODELE EN 2D (SENS X-X).	61
FIGURE IV.3-14 MODELE EN 2D (SENS Y-Y).	61
FIGURE IV.3-15 DEFINITION LES MATERIAUX ET LES REGLEMENTS UTILISEE.	62
FIGURE IV.3-16 DEFINITION DE LA GEOMETRIE DE BASE.	62
FIGURE IV.3-17 DEFINITION LE MATERIAU UTILISE.	63
FIGURE V-1 VUE DE L'ESCALIER.	67
FIGURE V-2 LES DIMENSIONS DES MARCHES.	68
FIGURE V-3 VUE EN PLAN DE L'ESCALIER ET LE SCHEMA STATIQUE.	68
FIGURE V-4 ELEMENTS CONSTRUCTIFS D'UNE MARCHE.	69

FIGURE V-5 LA DISTRIBUTION DES CHARGES SUR UN LIMON.	71
FIGURE V-6 DISTRIBUTION DES CHARGES SUR LA POUTRE PORTEUSE.	73
FIGURE V-7 DISTRIBUTION DES CHARGES SUR LA POUTRE PALIERE.	75
FIGURE VI.1-1 CARACTERISTIQUE D'UN BOULON.	78
FIGURE VI.2-1 ASSEMBLAGE SOLIVE-POUTRE PRINCIPALE.	78
FIGURE VI.2-2 LA DISPOSITION GEOMETRIQUE.	79
FIGURE VI.2-3 VUE ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE EN 3D.	81
FIGURE VI.2-4 L'ASSEMBLAGE POTEAU POUTRE PAR PLATINE.	82
FIGURE VI.2-5 LES ZONE A VERIFIER DANS L'AME DE POTEAU	84
FIGURE VI.2-6 ASSEMBLAGE CONTREVENTEMENT X.	87
FIGURE VII.1-1 PIED DE POTEAU ENCASTRE	90
FIGURE VII.2-1 LE DOMAINE DE FONDATION.	93
FIGURE VII.2-2 DIMENSIONNEMENT DE LA FONDATION	94
FIGURE VII.2-3 LES DIMENSIONS DE LA SEMELLE SOUS POTEAU	95
FIGURE VII.2-4 VUE DU FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES	97
FIGURE VII.2-5 VUE EN PLAN DES ARMATURES PRINCIPALES	97
FIGURE VII.2-6 VUE DU FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEE	99

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LA CONCEPTION DE PROJET

I.1.	INTRODUCTION	1
I.2.	Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.1.	Donnés géométriques de l'ouvrage.....	1
I.2.2.	Donnés concernant le site.....	1
I.3.	Caractéristiques structurales	2
I.3.1.	Ossature de la structure.....	2
I.3.2.	Les planchers	2
I.3.3.	L'escalier	3
I.3.4.	La terrasse	3
I.4.	Matériaux utilisés.....	3
I.4.1.	L'acier	3
I.4.2.	Propriété de l'acier	3
➤	Résistance	3
➤	Ductilité.....	3
I.4.3.	Coefficient de calcul de l'acier.....	4
I.4.4.	Le béton	5
I.5.	Règlements utilisés.....	5
I.6.	Logiciel utilisé.....	5
I.7.	Assemblages	5

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES

II.1.	INTRODUCTION	6
II.2.	Charges permanentes	6
II.2.1.	Les planchers	6
II.2.1.1.	Plancher de terrasse (inaccessible).....	6
II.2.1.2.	Plancher Etage Courant.....	7
II.3.	Charge d'exploitation	7
II.4.	Etude climatique	7
II.4.1.	Charge de la neige	8
II.4.1.1.	Charge de neige au sol (S_k)	8
II.4.1.2.	Coefficient d'ajustement (μ)	8
II.4.1.3.	Charge de neige (S)	8

II.4.2.	Charge du vent	8
II.4.2.1.	Données relatives au site	9
II.4.2.2.	Détermination de la pression due au vent.....	9
II.4.2.3.	Détermination des forces de frottement du vent	22
II.5.	Conclusion.....	22

CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1.	INTRODUCTION.....	23
III.2.	PREDEMENTIONNEMENT	25
III.2.1.	Les solives.....	25
III.2.1.1.	L'entraxe des solives	25
III.2.1.2.	Solive du plancher d'étage courant	25
III.2.1.3.	Solive plancher terrasse (inaccessible).....	27
III.2.2.	Les poutres principales	28
III.2.2.1.	Poutre principale pour terrasse.....	28
III.2.3.	Les poteaux	31
III.2.3.1.	Chargement	31
III.2.3.2.	Section du poteau	31
III.2.3.3.	Vérifications à la compression.....	32
III.2.4.	Etude des planchers.....	35
III.2.4.1.	Introduction	35
III.2.4.2.	Dalles mixtes.....	35
III.2.4.3.	Etude des connecteurs.....	40

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

IV.1.	Généralité	44
IV.2.	L'étude sismique	47
IV.2.1.	Introduction	47
IV.2.2.	Méthode utilisée	48
IV.2.3.	Calcul de la force sismique totale.....	48
IV.3.	Étude dynamique	52
IV.3.1.	Objectifs de l'étude dynamique	52
IV.3.2.	Les contreventements (système de stabilité)	52
IV.3.3.	Etude dynamique 3D avec un système de stabilité verticale.....	52
IV.3.4.	Etude dynamique 3D avec un système de stabilité horizontale	59
IV.3.5.	Etude dynamique 2D	61
IV.4.	Conclusion.....	66

CHAPITRE V: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

V.	Etude des escaliers.....	67
V.1.	Définition	67
V.2.	Choix de dimensions.....	68
V.3.	Calcul des marches	69
V.3.1.	Evaluation des charges et les surcharges.....	69
V.3.2.	La vérification des marches.....	69
V.4.	Calcul de limon	70
V.4.1.	Evaluation des charges.....	71
V.5.	Dimensionnement de la poutre d'appui.....	73
V.5.1.	Evaluation des charges.....	73
V.6.	Conclusion.....	76

CHAPITRE VI: CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1.	INTRODUCTION.....	77
VI.2.	Calcul des assemblages	78
VI.2.1.	Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)	78
VI.2.2.	Assemblage Poteau – Poutre Principale (HEA 160 – IPE 330).....	82
VI.2.3.	Assemblage des éléments de contreventement.....	86
VI.2.3.1.	Contreventement en X (2 UPN 120)	86
VI.3.	Conclusion.....	89

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1.	Etude de pied de poteau métallique	90
VII.2.	Étude des fondations.....	92
VII.2.1.	Introduction	92
VII.2.2.	Choix de type de fondation	92
VII.2.3.	Calcul des fondations.....	93
VII.2.4.	Rapport géotechnique	93
VII.2.5.	Dimensionnement de la semelle	93
VII.2.6.	Calcul des longrines	98

Conclusion générale

Référence bibliographique

Annexes

Introduction générale :

La conception comme premier acte vers la construction de n'importe quel édifice est primordiale et nécessite des données en relation directe avec le projet. La destination du projet, son exploitation, son environnement font parties d'éléments importants au préalable d'une conception. L'étude est une étape qui suit la conception et qui moins contraignante car les normes et règlements qui encadrent toute étude sont déjà élaborés. La stabilité et la résistance, le confort à travers les calculs est le but principale d'une étude.

En génie civil, les études ont un objectif spécifique de conception des bâtiments répondre aux besoins humains est capable de résister à de multiples phénomènes naturels (Tremblements de terre, vents forts, etc.), ce qui implique la création de systèmes structurels qui unissent de manière optimale, les caractéristiques qui les rendent capables de résister aux forces qu'ils seront soumettez-le et référez-le aux institutions. Ces propriétés comprennent la résistance, la rigidité et l'absorption dissipation d'énergie.

Ces exigences garantissent que la structure peut répondre sans dommage significatif à des séismes fréquents d'intensité modérée et tremblements de terre de taille exceptionnelle grave sans mettre en danger sa stabilité, son contenu, ses passagers et ses composants les bases.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage administratif. Il se situe à BOUMERDES, il est composé d'une introduction générale et de plusieurs chapitres.

Chapitre I. GENERALITE SUR LA CONCEPTION DE PROJET

Chapitre II. EVALUATION DES CHARGES

Chapitre III. PRE-DIMENSIONNEMENT

Chapitre IV. ETUDE SISMIQUE

Chapitre V. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Chapitre VI. LES ASSEMBLAGES

Chapitre VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE I :

GENERALITE SUR LA CONCEPTION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION

L'étude des structures est une étape clé, et c'est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation de master. [1]

La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, donc il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières. [1]

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en R+1 à usage administratif avec toiture plate, l'ossature est en charpente métallique avec des planchers mixtes acier-béton.

I.2.1. Données géométriques de l'ouvrage

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

Tableau I.2:1 Dimension Géométrique

Pavillon d'exposition	
Hauteur Total	H=6.00 m
hauteur RDC	$h_{RDC} = 3.00$ m
hauteur Etage Courant	$h_{EC} = 3.00$ m
Longueur Total	L=15.00 m
largeur Total	l=10.00

I.2.2. Données concernant le site

Le projet en question est un bâtiment implanté à la wilaya de Boumerdès

On estime que

Le site est meuble : S3

La contrainte admissible que l'on prend est : $\sigma_{sol} = 2.00$ bars

Tableau I.2:2 Zone d'implantation de la structure

Altitude	Zone de Neige	Zone de Vent	Zone Sismique
121 m	Zone B	Zone I	Zone III

I.3. Caractéristiques structurales

I.3.1. Ossature de la structure

L'ossature de la structure est constituée par des portiques métalliques auto-stables et contreventés par des palées triangulées en X ou en V qui assurent la stabilité verticale et horizontale. Elle est constituée de poteaux en HEA et des poutres en IPE.

I.3.2. Les planchers

La construction mixte acier-béton est connue depuis longtemps pour la réalisation de poutres mixtes classiques utilisées pour les bâtiments et les ponts.

C'est une section transversale mixte constituée d'un profilé métallique lié à une dalle en béton armé par l'intermédiaire d'un dispositif de connexion. Les deux matériaux de constructions traditionnels sont associés en flexion.

La dalle en béton armé qui remplit le rôle de surface porteuse horizontale apporte ainsi un gain de résistance et de rigidité à la poutrelle en acier.

La résistance au feu de la construction mixte a beaucoup contribué à son succès, de même que l'excellent comportement à la sollicitation sismique de la structure mixte acier-béton. [2]

Avantages résultants de l'emploi des dalles mixtes :

- ✓ La rapidité de construction. Aucun étaieement temporaire n'est nécessaire dans la fourchette commune de portée.
- ✓ Poids léger de 2 à 3.5 KN/mm² (entre 40 et 60 % du poids d'une dalle pleine en béton armé)
- ✓ Transfert des forces horizontales réduit, les charges dues au vent aussi bien dans les conditions temporaires que permanentes.
- ✓ Le bac constitue une plate-forme de travail sur, l'installation rapide du bac.
- ✓ Résistance au feu.
- ✓ Isolation acoustique Isolement aux bruits aériens

Les planchers reposants sur un ensemble des poutres (principales) et des solives (secondaires) métalliques de type IPE. La liaison entre la dalle mixte et les solives est assurée par des goujons connecteurs.

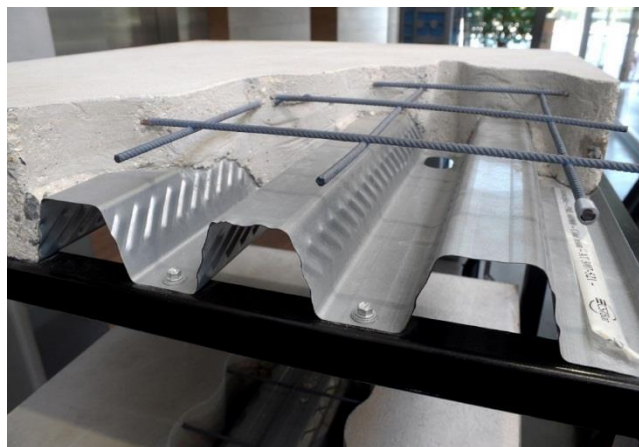


Figure I.3-1 Les composantes de plancher mixte

I.3.3. L'escalier

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre. Ils sont en structure métallique.

I.3.4. La terrasse

Elle est inaccessible.

I.4. Matériaux utilisés

I.4.1. L'acier

L'acier est un métal dur et résistant obtenu par une transformation d'un minerai contenant le fer et le carbone dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion, ...). [3]

I.4.2. Propriété de l'acier

➤ Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode03. La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est S235 qui représente les meilleures propriétés de ductilité.

➤ Ductilité

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1$.
- ✓ La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique $\epsilon_u \geq \epsilon_y$
- ✓ A la rupture, la déformation relative ultime ϵ_u doit être supérieure ou égale à 15%.

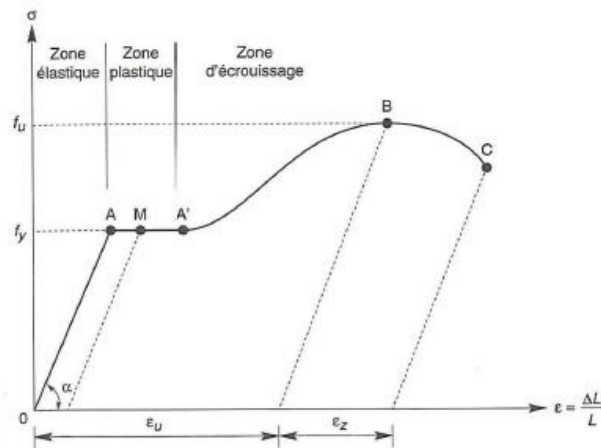


Figure I.4-1 Diagramme effort /déformation de l'acier.

I.4.3. Coefficient de calcul de l'acier

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier S235 qui présente les caractéristiques suivantes :

Tableau I.4:1 les caractéristiques mécaniques de l'acier
Nuance d'acier **Fe360**

La limite élastique	$f_y = 235 \text{ MPa}$
La résistance à la traction	$f_u = 360 \text{ MPa}$
Masse volumique	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Module d'élasticité longitudinal	$E = 210000 \text{ MPa}$
Module d'élasticité transversale	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

I.4.4. Le béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et gravier) et l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton). On utilise ce matériau pour sa bonne résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction. [3] Ces caractéristiques sont :

Tableau I.4:2 les caractéristiques mécaniques du béton

La résistance caractéristique à la compression		$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
La résistance caractéristique à la traction	$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$	
Poids volumique	$\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$	

I.5. Règlements utilisés

- DTR.BC.2.44 : Règles de calcul des constructions en acier « CCM97 »
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- DTR.BC.2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- DTR.BC.2.48 : Règles parasismiques algériennes version 2003 « RPA99/2003 »
- DTR.BC.2.47 : Règles définissant les effets de la neige et du vent « RNV2013 »
- BAEL 91 : Calcul des structures en béton
- EUROCODE 3 : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage en acier

I.6. Logiciel utilisé

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

I.7. Assemblages

Les assemblages des éléments de notre construction sont assurés par :

- Assemblages boulonnés :
 - ✓ Par boulons H.R à serrage contrôlé dans les encastremets.
 - ✓ Par boulons ordinaires dans les autres cas.
 - ✓ Par tiges d'ancrage dans les pieds de poteaux
- Assemblages soudés :
 - ✓ Les produits d'apport de soudage seront conformes aux normes y afférentes.

CHAPITRE II :

EVALUATION DES CHARGES

II.1. INTRODUCTION

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

II.2. Charges permanentes

Les charges permanentes notées « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi que d'autres éléments de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, ...).

II.2.1. Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 10 cm d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (HI-bond 55-800)

II.2.1.1. Plancher de terrasse (inaccessible)

Tableau II.2:1 Charge permanente pour Terrasse

Elément	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (dan/m ³)	G (dan/m ²)
Terrasse inaccessible	1. Protection gravillon	0.05	1700	85
	2. Etanchéité multicouche	0.02	600	12
	3. Forme de pente	0.1	2200	220
	4. Isolation thermique en liège	0.04	400	16
	5. Dalle en béton	0.1	2500	250
	6. Tôle HI-bond 55-800	/	/	11,63
	7. Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			Total	614,63

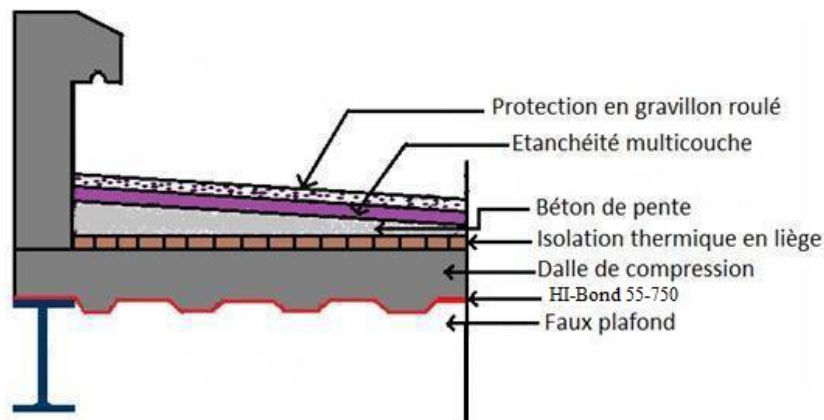


Figure II.2-1 Plancher Terrasse

II.2.1.2. Plancher Etage Courant

Tableau II.2:2 Charge permanente pour Etage Courant

Elément	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (dan/m ³)	G (dan/m ²)
Etage Courant	1. Carrelage	0.02	2000	40
	2. Chape en mortier de ciment	0.02	2000	40
	3. Lit de sable	0.02	1800	36
	4. Tôle HI-Bond-55-750	/	/	11,63
	5. Dalle en béton	0.1	2500	250
	6. Enduit en plâtre	0.02	1000	20
	7. Cloison de séparation	0.1	900	90
			Total	487,63

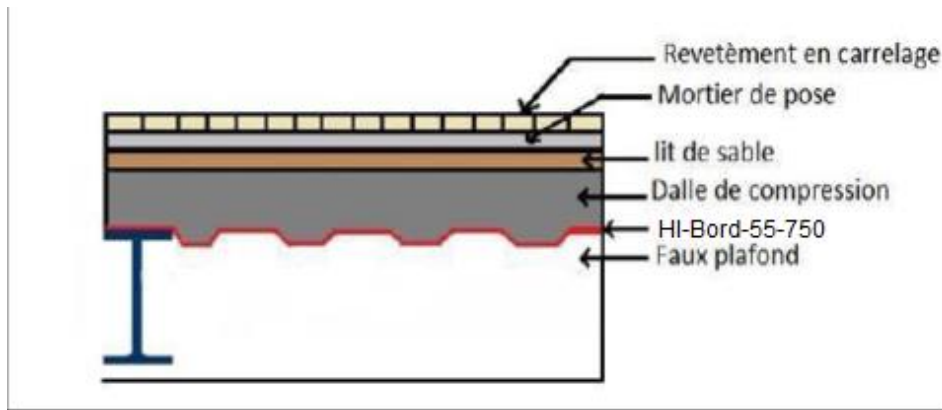


Figure II.2-2 Plancher Etage Courant

II.3. Charge d'exploitation

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

Tableau II.3:1 Charge d'Exploitation

Type	Q (dan/m ²)
Terrasse Inaccessible	100
Etage Courant	250

II.4. Etude climatique

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 2013).

II.4.1. Charge de la neige

Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. [Article2.1, p18]

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante : [Article3.1.1, p18]

$$S = \mu \times S_K \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

- ✓ S_K : est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV 2013), en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- ✓ μ : est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6 (RNV 2013).

II.4.1.1. Charge de neige au sol (S_K)

Ce bâtiment situé à la wilaya de Boumerdès, altitude est de 121 m inférieur a 2000 mètres => condition vérifier.

$$\text{Zone B..... } S_K = \frac{0,04 \times H + 10}{100} \text{ [Article4, p21]}$$

$$S_K = \frac{0,04 \times 121 + 10}{100} = 0,148 \text{ KN/m}^2 \text{..... } \underline{\underline{S_K = 0,148 \text{ KN/m}^2}}$$

II.4.1.2. Coefficient d'ajustement (μ)

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

II.4.1.3. Charge de neige (S)

$$S = 0,8 \times 0,148 = 0,118 \text{ KN/m}^2 \text{..... } \underline{\underline{S = 11,8 \text{ DaN/m}^2}}$$

II.4.2. Charge du vent

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

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

II.4.2.1. Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la wilaya de Boumerdes dont :

- ✓ Zone de vent

Tableau II.4:1 Valeur de la pression dynamique de référence [Tableau2.2, p50]

Zone	$q_{réf}$ [N/m ²]
I	375

- ✓ Catégorie de Terrain

Tableau II.4:2 Définition de catégorie de Terrain [Tableau2.4, p53]

Catégorie de Terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
IV Zone dont au moins de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15m.	0,234	1	10	0,67

- ✓ Nature du sitePlat $C_t=1$ [Article2.4.5,p54]

II.4.2.2. Détermination de la pression due au vent

Si une face de la paroi est à l'intérieur de la construction, l'autre à l'extérieur.

$$q_j = C_d \times q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{] [Article2.6, p57]}$$

- ✓ C_d : le coefficient dynamique.
- ✓ C_{pe} : le coefficient pression extérieure.
- ✓ C_{pi} : le coefficient de pression intérieure.
- ✓ q_p : la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur Z.

Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois

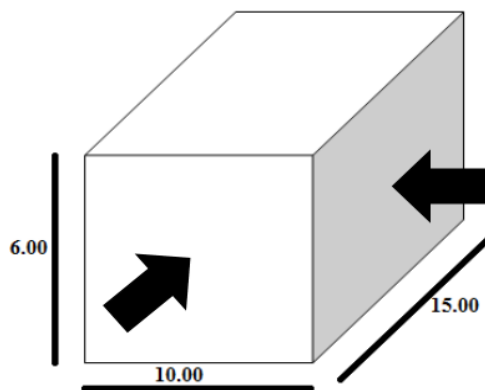


Figure II.4-1 Vent sur les deux côtés de la structure.

II.4.2.2.1. Coefficient dynamique

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. [Article3.1, p62]

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

Cependant pour montrer l'applicabilité de la procédure détaillée, l'application ci-dessous montre les différentes étapes de calcul de coefficient C_d .

$$c_d = \frac{1+2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2+R^2}}{1+7 \times I_v(z_{eq})} \quad [\text{Equation3.1, p62}]$$

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

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

Q^2 : Partie quasi-statique.

R^2 : Partie résonante.

g : Facteur de pointe.

Paramètre	Formule analytique	Référence	Résultat	Résultat
			Selon V1	Selon V2
$Z_{éq}$	$z_{éq} = 0,6 \times h \geq z_{min}$	Cf.fig.3.1	3,60	3,60
$Li(z_{éq})$	$300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon$	Cf. § 3.3.1 formule 3.3a	40,31	40,31
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{b+h}{Li(z_{éq})}\right)^{0,63}}$	Cf. § 3.3.1 formule 3.2	0,665	0,626
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$	Cf. §3.3.4.2 formule 3.13	2,041	2,041
f	$f = \frac{h}{100}$ f :Le cas le plus défavorable	(Cf.fig.3.6)	0,06	0,06
δ	$\delta = \delta_a + \delta_s$ Avec $\delta_a = 0$	Cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0,05	0,05
$V_m(z_{éq})$	$V_m(z_{éq}) = c_r(z_{éq}) \times c_t(z_{éq}) \times V_{réf}$	Cf. annexe 2	13,475	13,475
Nx	$Nx = \frac{n_{1,x} \times Li(z_{éq})}{V_m(z_{éq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.6	6,106	6,106
R_N	$R_N = \frac{6,8 \times Nx}{(1 + 10,2 \times Nx)^{5/3}}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.5	0,041	0,041
η_h	$\eta_h = \frac{4,6 \times Nx \times h}{Li(z_{éq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8a	4,181	4,181
η_b	$\eta_b = \frac{4,6 \times Nx \times b}{Li(z_{éq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8b	6,968	10,452
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7a	0,211	0,211
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-20 \times \eta_b})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7b	0,133	0,091

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	0,113	0,078
v	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08$	Cf. § 3.3.3 formule 3.12	0,778	0,679
g	$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$	Cf. § 3.3.3 formule 3.11	3,677	3,640
$I_v(z_{\acute{e}q})$	$I_v(z_{\acute{e}q}) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)}$	Cf. § 2.4.6 formule 2.5a	1,958	1,958
cd	$cd = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{\acute{e}q}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{\acute{e}q})}$	Cf. §3.3 formule 3.1	<u>0,46</u>	<u>0,90</u>

II.4.2.2.2. Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe qp à la hauteur de référence ze est donnée par :

$$qp = q_{réf} \times Ce(ze) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

- ✓ qp: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- ✓ Ce : Coefficient d'exposition au vent.
 - Hauteur de référence ze :

Selon le RNV2013 (cf. chapitre 2 § 2.3.2) :

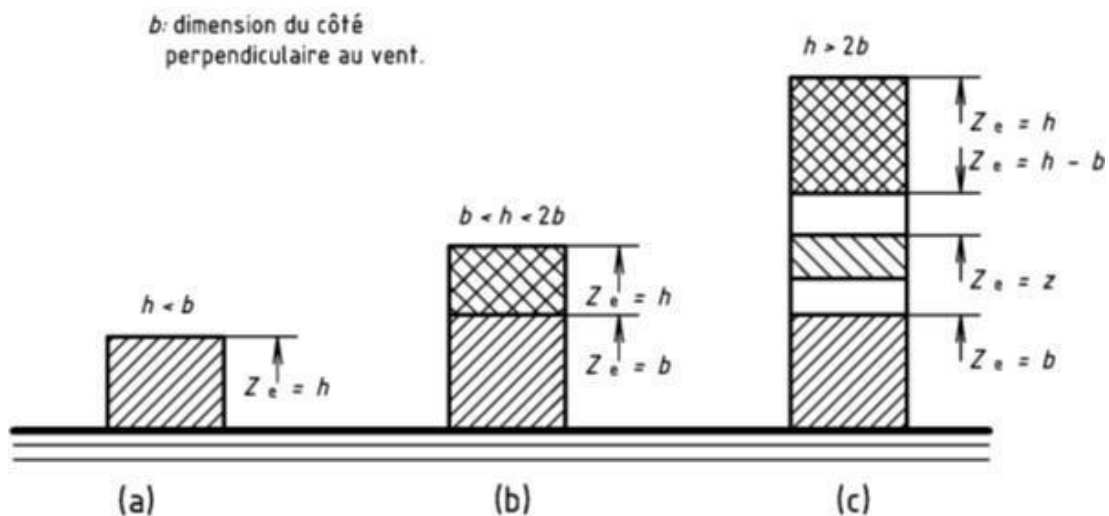


Figure II.4-2 Hauteur de référence.

✓ Pour la direction V1 du vent (b=10.00) : h < b

La hauteur (h) est inférieure à la largeur (b) = ze=h

✓ Pour la direction V2 du vent (b=15.00) : h < b

La hauteur (h) est inférieure à la largeur (b) = ze=h

- Coefficient de rugosité Cr :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Donnée selon la formule analytique suivante :

$$Cr = \begin{cases} K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \dots \dots \dots \text{pour } Z < Z_{min} \\ K_T \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right) & \dots \dots \dots \text{pour } Z_{min} < Z_e < 200 \end{cases}$$

Donnée selon le RNV 2013 par le [tableau 2.5, p54] en fonction de la rugosité de terrain et de la hauteur :

Tableau II.4:3 Valeur de coefficient de la rugosité

égorie du terrain et de la hauteur

Hauteur z (m)	Catégories de terrains				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	0,906	0,783	0,701	0,605	0,539
2	1,014	0,901	0,701	0,605	0,539
3	1,078	0,970	0,778	0,605	0,539
5	1,157	1,056	0,875	0,605	0,539
10	1,265	1,174	1,007	0,754	0,539

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment, dont la hauteur est à inférieure à 15m, la valeur simplifiée est : **Cr = 0,539**

- Intensité de turbulence Iv :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par La vitesse moyenne du vent est donnée par l'équation :

$$Iv(ze) = \begin{cases} \frac{1}{Ct(ze) \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right)} & \dots \dots \dots \text{pour } Z_e > Z_{min} \\ \frac{1}{Ct(ze) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \dots \dots \dots \text{pour } Z_e < Z_{min} \end{cases}$$

pour Ze < Zmin :

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(ze) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{6}\right)} = 1,958 \dots \dots \dots \mathbf{Iv(z) = 1,958}$$

- Coefficient d'exposition C_e :

Le coefficient d'exposition au vent se tient en compte des effets de la rugosité du terrain (C_r) et de la topographie du site (C_t) et de la nature turbulente du vent (I_v). Donnée selon la formule analytique suivante :

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

Donnée selon le RNV 2013 par le [tableau 2.5, p54] en fonction de la catégorie de terrain et de la hauteur :

Tableau II.4:4 Valeur de coefficient d'exposition

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment, dont la hauteur est à inférieure à 15m, la valeur simplifiée est : **$C_e = 1,173$**

- Valeur de la pression dynamique de pointe (q_p) :

$$q_p = q_{réf} \times C_e(z_e) = 375 \times 1,173 = 439,875 \text{ N/m}^2 \dots \dots \dots \mathbf{q_p = 439,875 \text{ N/m}^2}$$

II.4.2.2.3. Coefficient de pression extérieure (C_{pe})

Construction a base rectangulaire :

Les coefficients de pression extérieure des constructions a base rectangulaires et de leurs éléments constitutifs individuel dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1m² et 10m², auxquelles correspondent les coefficients de pression noté respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

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

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

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

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

II.4.2.2.3.1. Pour la direction V1 du vent (b=10.00, h=6.00, d=15.00)

a. Parois verticales :

$$e = \text{Min}(b, 2 \times h) = \text{Min}(10.00, (2 \times 6.00)) = \text{Min}(10.00, 12.00) = 10.00$$

$$e = 10.00 \dots \dots \dots d > e \Rightarrow 15.00 > 10.00$$

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV2013).

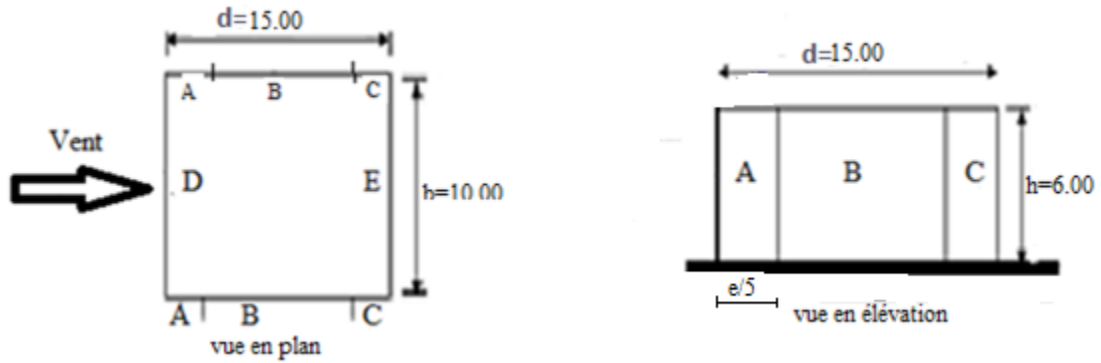


Figure II.4-3 Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (V1).

Zone A : $S_A = b_A \times h = 2.00 \times 6.00 = 12\text{m}^2 \Rightarrow S_A = 12\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

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

Zone B : $S_B = b_B \times h = 8.00 \times 6.00 = 48\text{m}^2 \Rightarrow S_B = 48\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

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

Zone C : $S_C = b_C \times h = 5.00 \times 6.00 = 30\text{m}^2 \Rightarrow S_C = 30\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

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

Zone D et E : $S_D = S_E = S_{D=E} \times h = 10.00 \times 6.00 = 60\text{m}^2 \Rightarrow S_D = S_E = 60\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

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

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

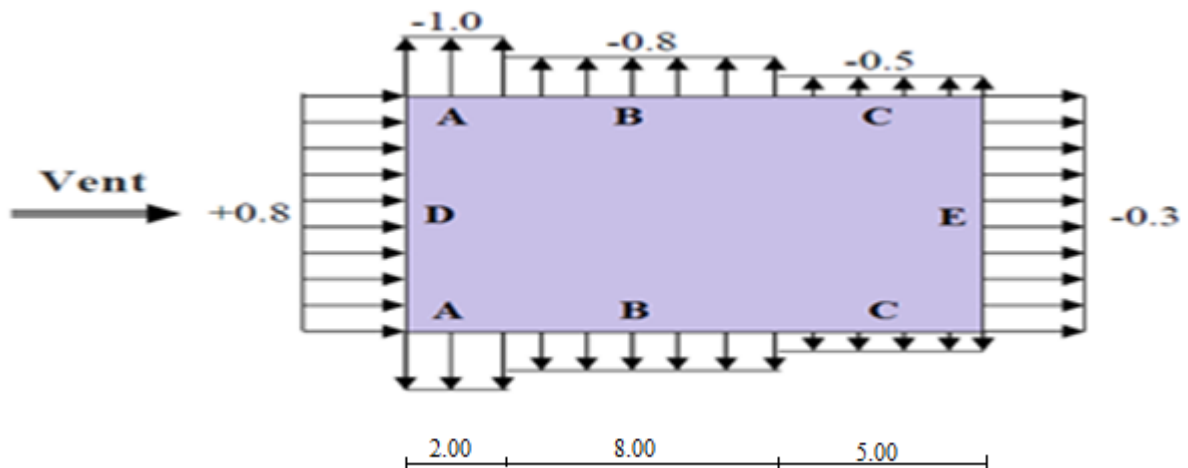


Figure II.4-4 Valeurs de C_{pe} sur les zones de la paroi verticale selon la direction V1

b. Toiture plate :

La pente de notre toiture est inférieure à 5° , donc notre toiture est considérée comme toiture plate. Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 (RNV2013).

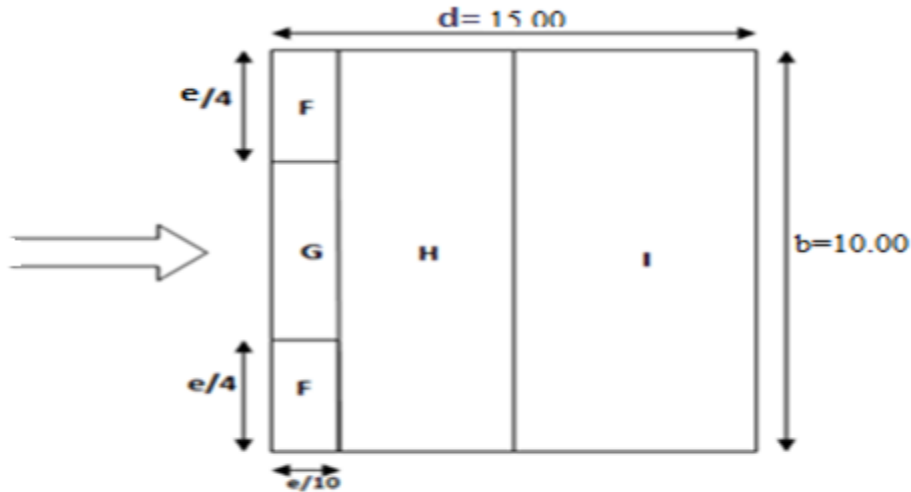


Figure II.4-5 Légende pour les toitures plates

$$e/4 = 10.00/4 = 2.50$$

$$e/10 = 10.00/10.00 = 1.00$$

$$e/2 = 10.00/2 = 5.00$$

$$\text{Zone F : } S_F = b_F \times h = 2.50 \times 6.00 = 15\text{m}^2 \Rightarrow S_F = 15\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\Rightarrow C_{pe,F} = C_{pe,10} = -1.8$$

$$\text{Zone G : } S_G = b_G \times h = 5.00 \times 6.00 = 30\text{m}^2 \Rightarrow S_G = 30\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\Rightarrow C_{pe,G} = C_{pe,10} = -1.2$$

$$\text{Zone H : } S_H = b_H \times h = 4.00 \times 6.00 = 24\text{m}^2 \Rightarrow S_H = 24\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\Rightarrow C_{pe,H} = C_{pe,10} = -0.7$$

$$\text{Zone I : } S_I = b_I \times h = 9.00 \times 6.00 = 54\text{m}^2 \Rightarrow S_I = 54\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\Rightarrow C_{pe,I} = C_{pe,10} = \mp 0.2$$

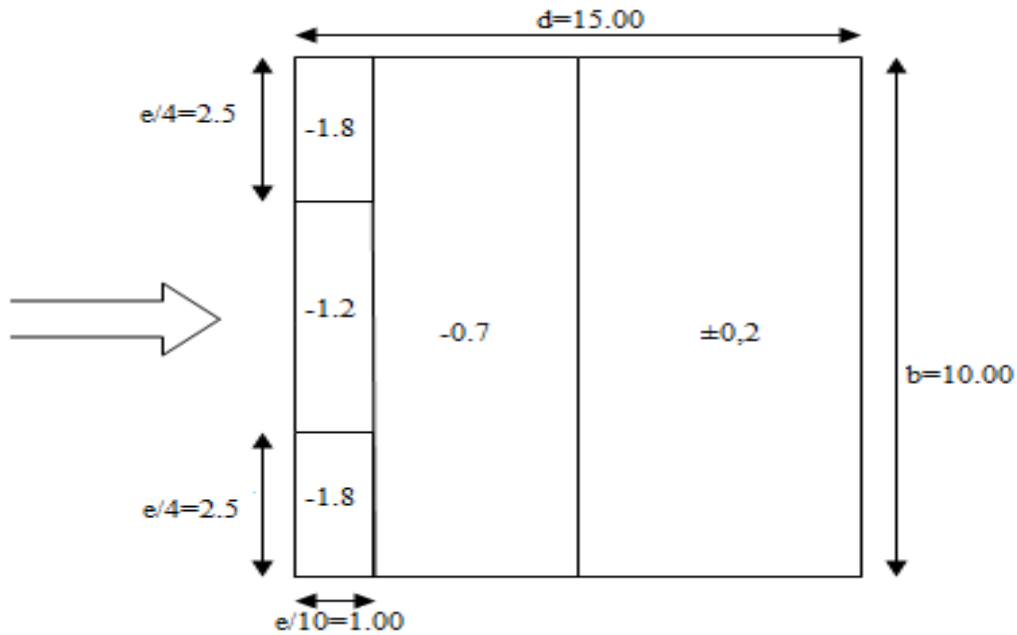


Figure II.4-6 Valeurs de Cpe pour la toiture selon la direction V1.

II.4.2.2.3.2. Pour la direction V2 du vent (b=15.00, h=6.00, d=10.00)

c. Parois verticales :

$$e = \text{Min}(b, 2 \times h) = \text{Min}(15.00, (2 \times 6.00)) = \text{Min}(15.00, 12.00) = 12.00$$

$$e = 12.00 \dots\dots\dots d < e \Rightarrow 10.00 < 12.00$$

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV2013).

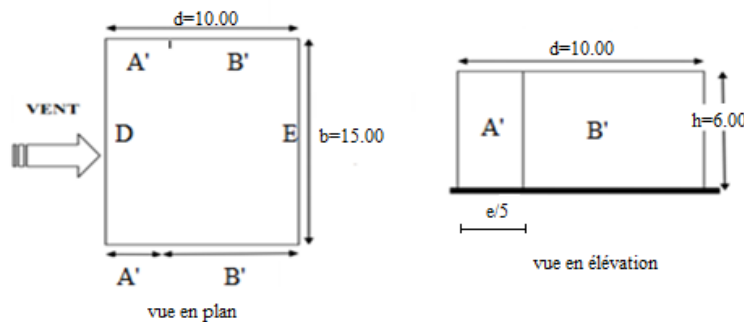


Figure II.4-7 Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (V2).

Zone A' : $S_{A'} = b_{A'} \times h = 2.40 \times 6.00 = 14.4\text{m}^2 \Rightarrow S_{A'} = 14.4\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

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

Zone B' : $S_{B'} = b_{B'} \times h = 7.60 \times 6.00 = 45.6\text{m}^2 \Rightarrow S_{A'} = 45.6\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

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

Zone D et E : $S_D = S_E = S_{D=E} \times h = 15.00 \times 6.00 = 90\text{m}^2 \Rightarrow S_D = S_E = 90\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

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

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

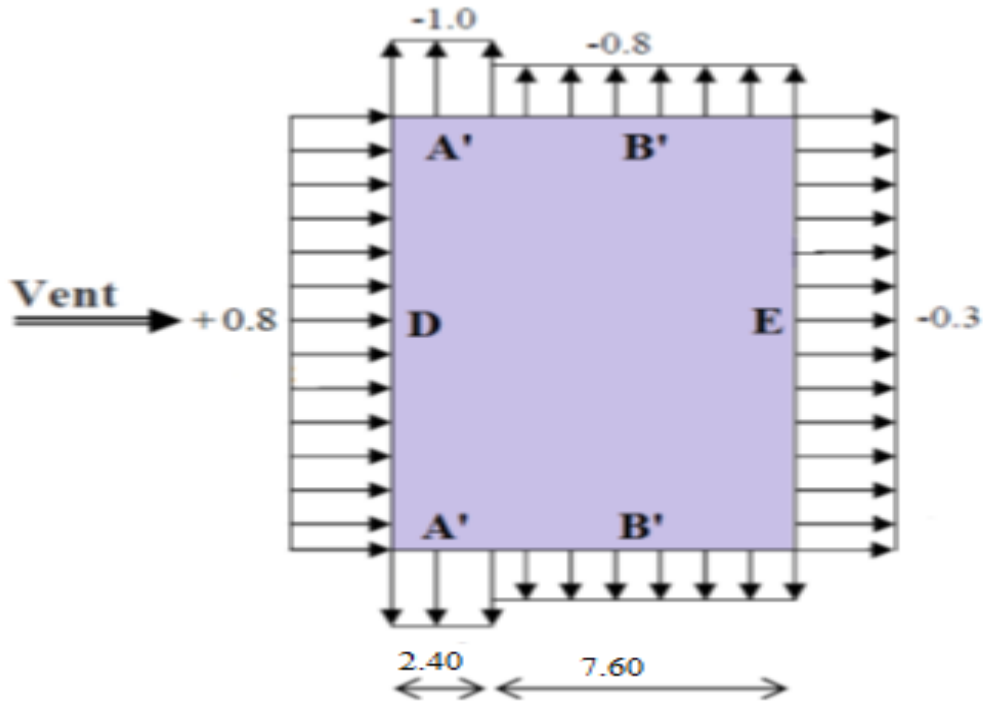


Figure II.4-8 Valeurs de Cpe sur les zones de la paroi verticale selon la direction V2

d. Toiture plate :

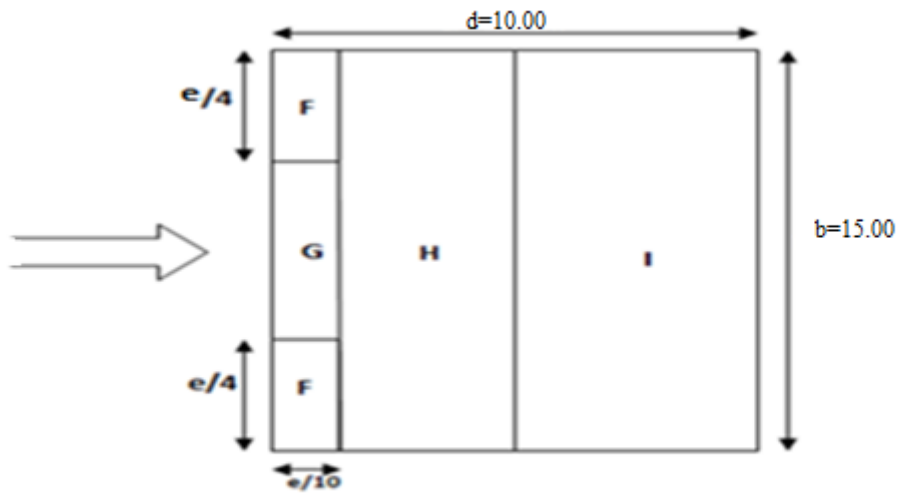


Figure II.4-9 Légende pour les toitures plates

$$e/4 = 12.00/4 = 3.00$$

$$e/10 = 12.00/10.00 = 1.20$$

$$e/2 = 12.00/2 = 6.00$$

$$\text{Zone F : } S_F = b_F \times h = 3.00 \times 6.00 = 18 \Rightarrow S_F = 18 > 10\text{m}^2$$

$$\Rightarrow C_{pe,F} = C_{pe,10} = -1.8$$

$$\text{Zone G : } S_G = b_G \times h = 9.00 \times 6.00 = 54\text{m}^2 \Rightarrow S_G = 54\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\Rightarrow C_{pe,G} = C_{pe,10} = -1.2$$

$$\text{Zone H : } S_H = b_H \times h = 4.80 \times 6.00 = 24\text{m}^2 \Rightarrow S_H = 28.8\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\Rightarrow C_{pe,H} = C_{pe,10} = -0.7$$

$$\text{Zone I : } S_I = b_I \times h = 4.00 \times 6.00 = 24\text{m}^2 \Rightarrow S_I = 24\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\Rightarrow C_{pe,I} = C_{pe,10} = \mp 0.2$$

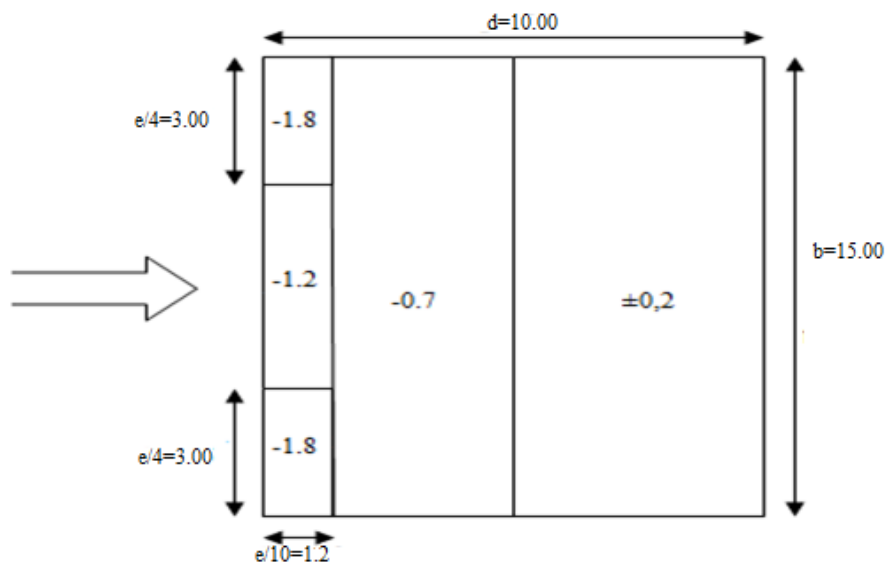


Figure II.4-10 Légende pour les toitures plates

II.4.2.2.4. Coefficient de pression intérieure (Cpi)

Le coefficient de pression intérieure Cpi prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

Dans ce cas il s'agit d'un bâtiment résidentiel (bâtiment cloisonné) donc l'indice de perméabilité doit être nul, mais d'après la figure 5.14 du (RNV2013) ce dernier est pris au minimum $\mu_p = 0.3$.

$$\mu_p = 0.3 \Rightarrow C_{pi} = 0.35$$

II.4.2.2.5. Valeurs de la pression due au vent (qj)

Après avoir défini tous les coefficients, c'est possible de calculer la pression due au vent :

a. Pour la direction V1 du vent (b=10.00, h=6.00, d=15.00) :

Tableau II.4:5 Valeurs de qj suivant (direction V1)

1 ^{er} cas											
Parois verticale						Versant toiture					
Zone	qp	Cd	C _{Pe}	C _{Pi}	qj [N/m ²]	Zone	qp	Cd	C _{pe}	C _{pi}	qj [N/m ²]
D	439,875	1	+0,8	0,35	197,944	F	439,875	1	-1,8	0,35	-945,731
A	439,875	1	-1	0,35	-593,831	G	439,875	1	-1,2	0,35	-681,806
B	439,875	1	-0,8	0,35	-505,856	H	439,875	1	-0,7	0,35	-461,869
C	439,875	1	-0,5	0,35	-373,894	I	439,875	1	±0,2	0,35	-241,931
E	439,875	1	-0,3	0,35	-285,919						

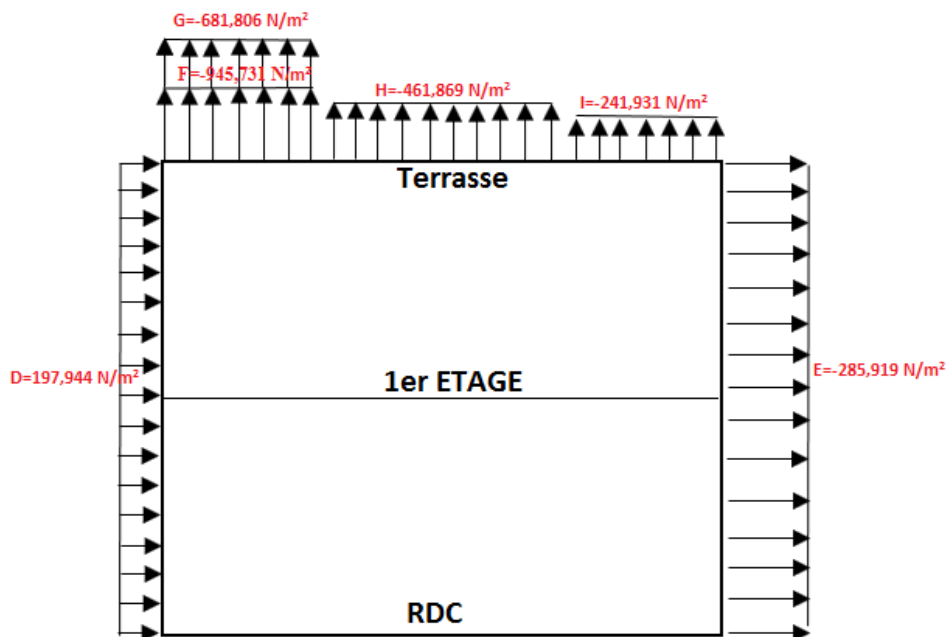


Figure II.4-11 Pression du vent (V1) sur D, E, F, G, H et I.

b. Pour la direction V2 du vent (b=15.00, h=6.00, d=10.00) :

Tableau II.4:6 Valeurs de qj suivant (direction V2)

1 ^{er} cas											
Parois verticale						Versant toiture					
Zone	qp	Cd	C _{Pe}	C _{Pi}	qj [N/m ²]	Zone	qp	Cd	C _{pe}	C _{pi}	qj [N/m ²]
D	439,875	1	+0,8	0,35	197,944	F	439,875	1	-1,8	0,35	-945,731
A'	439,875	1	-1	0,35	-593,831	G	439,875	1	-1,2	0,35	-681,806
B'	439,875	1	-0,8	0,35	-505,856	H	439,875	1	-0,7	0,35	-461,869
E	439,875	1	-0,3	0,35	-285,919	I	439,875	1	±0,2	0,35	-241,931

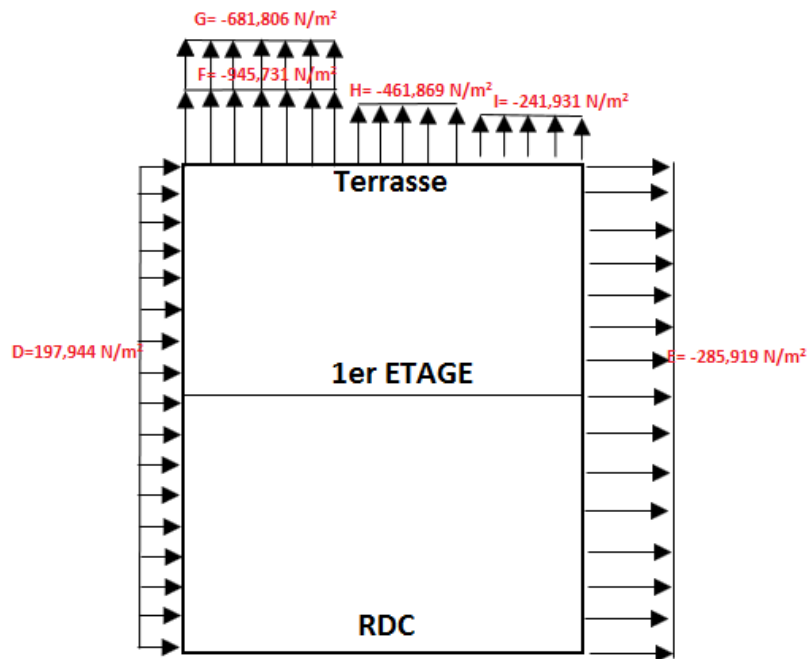


Figure II.4-12 Pression du vent (V2) sur D, E, F, G, H et I.

II.4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent

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

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

Direction V1 :

$$2(15.00 \times 6.00) \leq 4(2 \times 10.00 \times 6.00) \Rightarrow 180 < 480 \Rightarrow C.v$$

Direction V2 :

$$2(10.00 \times 6.00) \leq 4(2 \times 15.00 \times 6.00) \Rightarrow 120 < 720 \Rightarrow C.v$$

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

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fournis les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (la charge permanente, la surcharge d'exploitation et surcharge climatique). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement les éléments de la structure.

CHAPITRE III :

PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

Le Pré dimensionnement a pour but le « pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, ce dernier se fait selon les normes de **CCM97**. Le but primordial du pré dimensionnement est de trouver le meilleur compromis entre la sécurité et l'aspect économique.

On pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- ✓ Vérification de la condition de flèche.
- ✓ Vérification de la condition de résistance.
- ✓ Vérification au cisaillement.

Le règlement CCM97 a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier. Ce document :

- ✓ Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- ✓ Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- ✓ Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique.
- ✓ Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu.

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

- ✓ Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

- ✓ Classe 2

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

- ✓ Classe 3

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

- ✓ Classe 4

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

➤ Coefficient partiel de sécurité

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

Tableau III.1:1 Valeur coefficient partiel de sécurité

Classe	Coefficient
Classe 1, 2 et 3	$\gamma_{M0} = 1,1$
Classe 4	$\gamma_{M2} = 1,25$
Cas des états limites ultimes des éléments	$\gamma_{M1} = 1,1$

➤ Valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Tableau III.1:2 Limites recommandées pour les flèches verticales

Condition	Flèche dans l'état final $\delta_v \max$
Toiture en générale	$\frac{L}{200}$
Toiture supportant des personnels autre que les personnes d'entretien	$\frac{L}{250}$
Plancher en général	$\frac{L}{250}$
Plancher ou toiture supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	$\frac{L}{250}$
Plancher supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	$\frac{L}{400}$
Cas ou δv_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	$\frac{L}{250}$

III.2. PREDEMENTIONNEMENT

III.2.1. Les solives

Les solives sont des pièces de charpente sous forme IPE placées horizontalement et soutenant un plancher.

III.2.1.1. L'entraxe des solives

Longueur de la poutre principale : $L_{\max} = 5 \text{ m}$.

$$\text{Entraxe} = \frac{5}{2} = 2,50 \text{ m.}$$

Avec le nombre de solive est égale à 1.

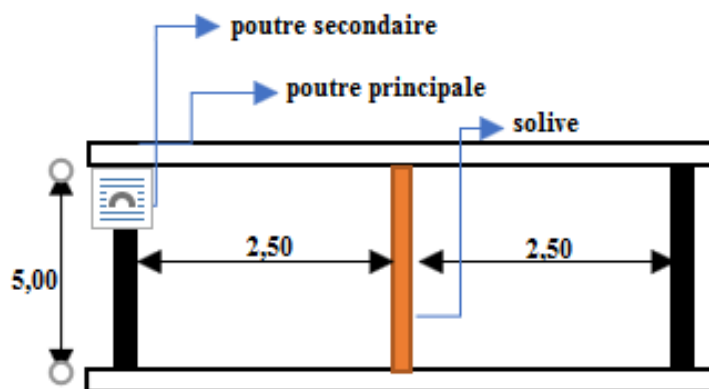


Figure III.2-1 Espacement et longueur de la solive

III.2.1.2. Solive du plancher d'étage courant

III.2.1.2.1. Vérification de la condition de flèche (ELS)

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

$$\delta_{v\max} = L/250 \quad \dots\dots\dots (\text{Plancher en général})$$

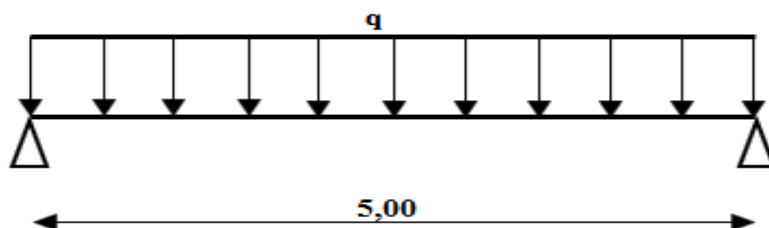


Figure III.2-2 Solive uniformément chargée.

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \text{Avec}$$

$$q_s = G_{E.C} + Q = 487,6 + 250 = 737,6 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow q_s = 737,6 \times 2,5 = 1844 \text{ daN/ml}$$

$$\frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1844 \times 5^3 \times 250}{384 \times 2,1^{10}} = 3572,98 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 3572,98 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{on choisit un IPE270 } I_y = 5790 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Avec $P_p=36,1 \text{ kg/m}$ $q_s = q_s + \text{poid propre de profilé} = 1844 + 36,1 = 1880,1 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 1880,1 \times 5^4}{384 \times 2,1 \times 10^{10} \times 5,79 \times 10^{-5}} = 0,013 \text{ m} \Rightarrow f = \mathbf{0.013 \text{ m}}$$

$$\delta v_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{5}{250} = 0,02 \text{ m} \Rightarrow \delta v_{\max} = \mathbf{0.02 \text{ m}}$$

$f = 0.013 \text{ m} < \delta v_{\max} = 0.02 \text{ m}$ Condition vérifier.

III.2.1.2.2. Vérification de la condition de résistance (ELU)

➤ Classe de profilé :

- Classe de l'âme : $\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- Classe de la semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \times \varepsilon$

Tableau III.2:1 Caractéristique de IPE270

Profilé	Poids G (kg/m)	Section A (cm ²)	Dimensions						Caractéristiques					
			h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	d (mm)	r (mm)	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	I _z (mm ⁴) x10 ⁴	W _{plY} (mm ³) x10 ³	W _{plZ} (mm ³) x10 ³	i _y (mm) x10	i _z (mm) x10
IPE270	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	219,6	15	5790	419,9	484	69,95	11,23	3,02

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

- Classe de l'âme : $\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72 \Rightarrow$ l'âme est de classe 1
- Classe de la semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{135/2}{10,2} = 6,62 < 10 \Rightarrow$ la semelle est de classe 1

Donc le profilé **IPE270** est de **classe 1**

la condition : $M_{sd} \leq M_{cr,d} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$\Rightarrow M_{sd} = qu \times \frac{l^2}{8}$ avec $qu = [1,35 \times G_{EC} + 1,5 \times Q_{EC}]2,5 + 1,35 \times P_p$

$qu = [1,35(487,6) + 1,5(250)] \times 2,5 + 1,35 \times 36,1 = 2631,89 \text{ daN/ml}$

$\Rightarrow M_{sd} = 2631,89 \times \frac{5^2}{8} = 8224,66 \text{ daN.m} \Rightarrow M_{sd} = \mathbf{8224,66 \text{ daN.m}}$

$\Rightarrow M_{cr,d} = 484 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1} = 10\,340 \text{ daN.m} \Rightarrow M_{cr,d} = \mathbf{10340 \text{ daN.m}}$

$M_{sd} = 8224,66 \text{ daN.m} < M_{cr,d} = 10340 \text{ daN.m} \dots \dots \dots$ condition vérifier

III.2.1.2.3. Vérification au cisaillement

la condition : $V_{sd} \leq V_{plr,d} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$

$\Rightarrow V_{sd} = qu \times \frac{l}{2} = 2631,89 \times \frac{5}{2} = 6579,73 \text{ daN} \Rightarrow V_{sd} = \mathbf{6579,73 \text{ daN}}$

$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 4590 - (2 \times 135 \times 10,2) + (6,6 + 2(15)) \times 10,2 = 1462,68 \text{ mm}^2$

$\Rightarrow V_{plr,d} = \frac{1462,68 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 18041,14 \text{ daN} \Rightarrow V_{plr,d} = \mathbf{18041,14 \text{ daN}}$

$V_{sd} = 6579,73 \text{ daN} < V_{plr,d} = 18041,14 \text{ daN} \dots \dots \dots$ condition vérifier

$0,5 \times V_{plr,d} = 0,5 \times 18041,14 = 9020,57 \text{ daN} > V_{sd} = 6579,73 \text{ daN} \dots$ condition vérifier

Pas d'interaction de moment fléchissant et d'effort tranchant.

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification le moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

III.2.1.3. Solive plancher terrasse (inaccessible)

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

Le calcul de solive est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau III.2:2 Vérification de la flèche des solives terrasse

Elément	Profilé	Longueur (m)	Entre Axes (m)	q _s (daN/ml) Sans poids propre	q _s (daN/ml) Poids propre incluse	Fleche (m)	δ _{v,max} (m)
Solive terrasse	IPE270	5	2,5	1786,5	1822,6	0,012	0,025

Tableau III.2:3 Caractéristique de IPE270

Profilé	Poids		Section						Dimensions						Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)	I _y (mm ⁴ x10 ⁴)	I _z (mm ⁴ x10 ⁴)	W _{ply} (mm ³ x10 ³)	W _{plz} (mm ³ x10 ³)	i _y (mm x10)	i _z (mm x10)						
IPE270	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	219,6	15	5790	419,9	484	96,95	11,23	3,02						

Tableau III.2:4 Vérification des sollicitations sur les solives.

Elément	Profilé	Classe de profilé	q _u (daN/ml)	M _{sd} (daN.m)	M _{plr,d} (daN.m)	V _{sd} (daN)	V _{plr,d} (daN)	0,5V _{plr,d} (daN)
Solive terrasse	IPE270	1	2571,13	8034,78	10340	6427,83	18041,14	9020,57

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la flèche, la vérification le moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

III.2.2. Les 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.

III.2.2.1. Poutre principale pour terrasse

III.2.2.1.1. Chargement

- Charge permanent

$$G_{total} = (G_{Terrasse} + G_{solive}) \times L$$

$$G_{solive} = \frac{P_p}{entraxes} \times n_{solive} = \frac{36,1}{2,5} \times 1 = 14,14 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow G_{solive} = 14,14 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{total} = (614,6 + 14,14) \times 5 = 3145,2 \text{ daN/ml} \Rightarrow G_{total} = 3145,2 \text{ daN/ml}$$

- Charge d'exploitation

$$Q_{total} = Q_{Terrasse} \times L = 100 \times 5 = 500 \text{ daN/ml} \Rightarrow Q_{total} = 500 \text{ daN/ml}$$

III.2.2.1.2. Vérification de la condition de flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{vmax}$ avec

$$\delta_{vmax} = L/200 \dots\dots\dots (Toiture en général)$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \text{ Avec}$$

$$q_s = G_{total} + Q_{total} = 3145,2 + 500 = 3645,2 \text{ daN/ml} \Rightarrow q_s = 3645,2 \text{ daN/ml}$$

$$\frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 200}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 3645,2 \times 5^3 \times 200}{384 \times 2,1^{10}} = 5650 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 5650 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{on choisit un IPE330 } I_y = 11\,770 \text{ cm}^4$$

Avec $P_p=49,1 \text{ kg/m}$ $q_s = q_s + \text{poid propre de profilé} = 3645,2 + 49,1 = 3694,3 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 3694,3 \times 5^4}{384 \times 2,1 \times 10^{10} \times 1,17 \times 10^{-4}} = 0,012\text{m} \Rightarrow f = \mathbf{0.012\text{m}}$$

$$\delta v_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{5}{200} = 0.025\text{m} \Rightarrow \delta v_{\max} = \mathbf{0.025\text{m}}$$

$f = 0.013\text{m} < \delta v_{\max} = 0.025\text{m}$ Condition vérifier.

III.2.2.1.3. Vérification de la condition de résistance (ELU)

➤ Classe de profilé :

- Classe de l'âme : $\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- Classe de la semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \times \varepsilon$

Tableau III.2:5 Caractéristique de IPE330

Profilé	Poids G (kg/m)	Section A (cm ²)	Dimensions						Caractéristiques					
			h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	d (mm)	r (mm)	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	I _z (mm ⁴) x10 ⁴	W _{plY} (mm ³) x10 ³	W _{plZ} (mm ³) x10 ³	i _y (mm) x10	i _z (mm) x10
IPE330	49,1	62,6	330	160	11,5	7,5	271	18	11770	788,1	804,3	153,7	13,71	3,55

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

- Classe de l'âme : $\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 < 72 \Rightarrow$ l'âme est de classe 1
- Classe de la semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{160/2}{11,5} = 6,95 < 10 \Rightarrow$ la semelle est de classe 1

Donc le profilé **IPE330** est de **classe 1**

$$\text{la condition : } M_{sd} \leq M_{cr,d} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = qu \times \frac{l^2}{8} \text{ avec } qu = 1,35(G_{total} + P_p) + 1,5 \times Q_{total}$$

$$\Rightarrow qu = 1,35(3145,2 + 49,1) + 1,5 \times 500 = 5062,31 \text{ daN/ml} \Rightarrow qu = 5062,31 \text{ daN/ml}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 5062,31 \times \frac{5^2}{8} = 15\,819,70 \text{ daN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{sd} = 15\,819,70 \text{ daN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{cr,d} = 804,3 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1} = 17\,182,77 \text{ daN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{cr,d} = 17\,182,77 \text{ daN.m}}$$

$M_{sd} = 15\,819,70 \text{ daN.m} < M_{cr,d} = 17\,182,77 \text{ daN.m}$... condition vérifier

III.2.2.1.4. Vérification au cisaillement

la condition : $V_{sd} \leq V_{plr,d} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$

$$\Rightarrow V_{sd} = qu \times \frac{l}{2} = 5062,31 \times \frac{5}{2} = 12\,655,8 \text{ daN} \Rightarrow \mathbf{V_{sd} = 12\,655,8 \text{ daN}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 6260 - (2 \times 160 \times 11,5) + (7,5 + 2(18)) \times 11,5 = 2079,75 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow V_{plr,d} = \frac{2079,75 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 25\,652,26 \text{ daN} \Rightarrow \mathbf{V_{plr,d} = 25\,652,26 \text{ daN}}$$

$V_{sd} = 12\,655,8 \text{ daN} < V_{plr,d} = 25\,652,26 \text{ daN}$... condition vérifier

Le profilé IPE330 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la flèche, la vérification le moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

III.2.2.2. Pour Etage Courant

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

Le calcul des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau III.2:6 Vérification de la flèche des poutres étage courant

Elément	Profilé	Longueur (m)	Entre Axes (m)	q _s (daN/ml) Sans poids propre	q _s (daN/ml) Poids propre incluse	Fleche (m)	δ _{v,max} (m)
Poutre Etage Courant	IPE330	5	5	3760,2	3809,3	0,013	0,02

Tableau III.2:7 Caractéristique de IPE330

Profilé	Poids		Section						Dimensions						Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	d (mm)	r (mm)	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	I _z (mm ⁴) x10 ⁴	W _{plY} (mm ³) x10 ³	W _{plZ} (mm ³) x10 ³	i _y (mm) x10	i _z (mm) x10						
IPE330	49,1	62,6	330	160	11,5	7,5	271	18	11770	788,1	804,3	153,7	13,71	3,55						

Tableau III.2:8 Vérification des sollicitations sur les poutres.

Elément	Profilé	Classe de profilé	q_u (daN/ml)	M_{sd} (daN.m)	$M_{plr,d}$ (daN.m)	V_{sd} (daN)	$V_{plr,d}$ (daN)
Poutre Étage Courant	IPE330	1	5330,1	16656,42	17182,77	13325,25	25652,26

Le profilé IPE330 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la flèche, la vérification le moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

III.2.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELU en compression simple.

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plr,d}$$

On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface estimée à (5.00x5.00).

III.2.3.1. Chargement

➤ Les charges permanentes

$$G_T = G_{Terrasse} \times S = 614,6 \times 25 = 15\,365 \text{ daN} \Rightarrow G_T = 15\,365 \text{ daN}$$

$$G_{EC} = G_{EC} \times S = 487,6 \times 25 = 12\,190 \text{ daN} \Rightarrow G_{EC} = 12\,190 \text{ daN}$$

$$G_{poutre,T} = G_{poutre,T} \times L = 49,1 \times 5 = 245,5 \text{ daN} \Rightarrow G_{P,T} = 245,5 \text{ daN}$$

$$G_{Poutre,EC} = G_{Poutre,EC} \times L = 49,1 \times 5 = 245,5 \text{ daN} \Rightarrow G_{P,T} = 245,5 \text{ daN}$$

$$G_{Solvie,T} = G_{Solvie,T} \times n_{solvie} \times L = 36,1 \times 1 \times 5 = 180,5 \text{ daN} \Rightarrow G_{S,T} = 180,5 \text{ daN}$$

$$G_{Solvie,EC} = G_{Solvie,EC} \times n_{solvie} \times L = 36,1 \times 1 \times 5 = 180,5 \text{ daN} \Rightarrow G_{S,EC} = 180,5 \text{ daN}$$

➤ Les charges d'exploitations

$$Q_{Terrasse} = 100 \times 25 = 2500 \text{ daN} \Rightarrow Q_T = 2500 \text{ daN}$$

$$Q_{EC} = 250 \times 25 = 6250 \text{ daN} \Rightarrow Q_{EC} = 6250 \text{ daN}$$

III.2.3.2. Section du poteau

a. Poteaux niveau 1 (sous terrasse)

$$N_{sd} \leq N_{plr;d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times N_{G_T} + 1,5 \times N_{Q_T}$$

$$N_{G_T} = G_T + G_{P,T} + G_{S,T} = 15\,791 \text{ daN}$$

$$N_{Q_T} = 2500 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 15\,791 + 1,5 \times 2500 = 25\,067,85 \text{ daN} \Rightarrow N_{sd} = \mathbf{25\,067,85 \text{ daN.}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{25\,067,85 \times 1,1}{235} \Rightarrow A \geq 11,73 \text{ cm}^2.$$

On obtient **HEA120** $\Rightarrow A = 25,30 \text{ cm}^2$, $P_p = 19,9 \text{ daN/m}$.

b. Poteaux niveau RDC

$$N_{G_{EC}} = G_{EC} + G_{P,EC} + G_{S,EC} = 12\,612 \text{ daN}$$

$$N_{Q_T} = 6250 \text{ daN.}$$

$$N_G = 15\,791 + 12\,612 + (19,9 \times 3,00) = 28\,462,7 \text{ daN.}$$

$$N_Q = 6250 + 2500 = 8750 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 28\,462,7 + 1,5 \times 8750 = 51\,549,65 \text{ daN} \Rightarrow N_{sd} = \mathbf{51\,549,65 \text{ daN}}$$

$$A \geq \frac{51\,549,65 \times 1,1}{235} \Rightarrow A \geq 24,11 \text{ cm}^2$$

On obtient **HEA140** $\Rightarrow A = 31,40 \text{ cm}^2$, $P_p = 24,70 \text{ daN/m}$

III.2.3.3. Vérifications à la compression

a. Poutreau HEA120

➤ **Classe de profilé (HEA120)**

○ La classe de l'âme

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

$$\frac{74}{5} = 14,8 < 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 1}$$

○ La classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \times \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{60}{8} = 7,5 < 10 \Rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

Donc le profilé **HEA120** est de **classe 1**

➤ **Calcul de l'effort résistant**

$$\text{La condition : } N_{sd} \leq N_{pl,r,d} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec $\beta_A = 1 \Rightarrow$ classe 1

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

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{avec } \bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0,5} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon \text{ et } \varepsilon = 1$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i(\text{tout dépend l'axe faible})}$$

$$\text{Déterminer l'axe faible : } \begin{cases} \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{300 \times 0,5}{4,89} = 30,67 \\ \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{300 \times 0,5}{3,02} = 49,66 \end{cases} \Rightarrow \lambda_z > \lambda_y$$

Le calcul se fait selon l'axe z-z

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

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda} = \frac{49,66}{93,9} = 0,52 \Rightarrow \bar{\lambda} = 0,52$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,52 - 0,2) + 0,52^2] = 0,71 \Rightarrow \phi = 0,71$$

$$\chi = \frac{1}{0,71 + [0,71^2 - 0,52^2]^{0,5}} = 0,838 \leq 1 \Rightarrow \chi = 0,838$$

$$N_{plr,d} = 0,838 \times 1 \times 2530 \times \frac{235}{1,1} = 45\,293,9 \text{ daN} \Rightarrow N_{plr,d} = \mathbf{45\,293,9 \text{ daN}}$$

$$N_{sd} = \mathbf{25\,067,85 \text{ daN}} < N_{plr,d} = \mathbf{45\,293,9 \text{ daN}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Le profilé **HEA120** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

b. Poutreau HEA140

➤ Classe de profilé (HEA140)

- La classe de l'âme

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

$$\frac{92}{5,5} = 16,72 < 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 1}$$

- La classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \times \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{70}{8,5} = 8,23 < 10 \Rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

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

➤ **Calcul de l'effort résistant**

$$\text{La condition : } N_{sd} \leq N_{plr,d} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

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

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{avec } \bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0,5} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon \text{ et } \varepsilon = 1$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i(\text{tout dépend l'axe faible})}$$

$$\text{Déterminer l'axe faible : } \begin{cases} \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{300 \times 0,5}{5,73} = 26,17 \\ \lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{300 \times 0,5}{3,52} = 42,61 \end{cases} \Rightarrow \lambda_z > \lambda_y$$

Le calcul se fait selon l'axe z-z

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

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{133}{140} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 8,5 \text{ mm} < 10 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda} = \frac{42,61}{93,9} = 0,45 \Rightarrow \bar{\lambda} = 0,45$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,45 - 0,2) + 0,45^2] = 0,66 \Rightarrow \phi = 0,66$$

$$\chi = \frac{1}{0,66 + [0,66^2 - 0,45^2]^{0,5}} = 0,875 \leq 1 \Rightarrow \chi = 0,875$$

$$N_{plr,d} = 0,875 \times 1 \times 3140 \times \frac{235}{1,1} = 58\,696,5 \text{ daN} \Rightarrow N_{plr,d} = \mathbf{58\,696,5 \text{ daN}}$$

$$N_{sd} = \mathbf{51\,549,65 \text{ daN}} < N_{plr,d} = \mathbf{58\,696,5 \text{ daN}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Le profilé **HEA140** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

III.2.4. Etude des planchers

III.2.4.1. Introduction

Le plancher mixte est un procédé de plancher qui relève de la construction mixte car il met en évidence les caractéristiques intéressantes de l'acier et du béton. Car l'acier est un excellent matériau pour travailler en traction et le béton un excellent matériau pour une sollicitation en compression.

L'ossature du plancher est constituée d'une tôle métallique supportant le béton au-dessus, cette dernière repose sur des solives, qui appuient à leur tour sur des poutres principales.

III.2.4.2. Dalles mixtes

Pour l'étude de la dalle mixte, on calcule la dalle pour 2 phases :

- Phase de montage : c'est pour la vérification des solives lors du bétonnage.
- Phase définitive : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

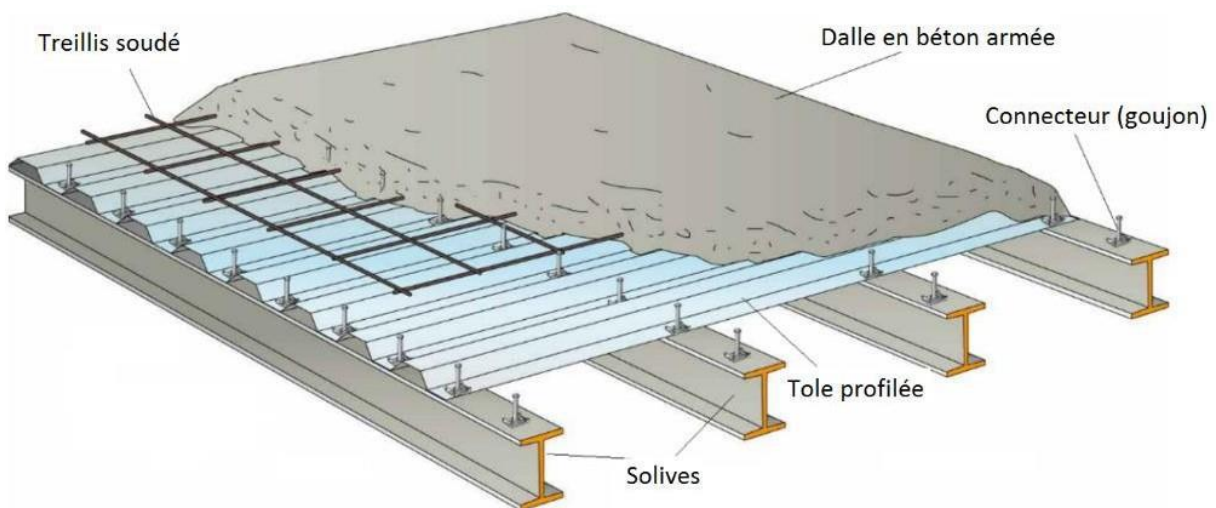


Figure III.2-3 Plancher mixte acier-béton.

III.2.4.2.1. Caractéristiques de la tôle nervurée

Pour notre plancher le choix était d'adopter un système qui satisfera les critères de conception des planchers mixtes, il est essentiel de déterminer si les matériaux et le système sont adaptés pour une conception durable, à la situation du bâtiment et au climat environnant. Pour cela il s'est avéré qu'une Tôle de type HI Bond 55-800.

Profil HI BOND 55-800

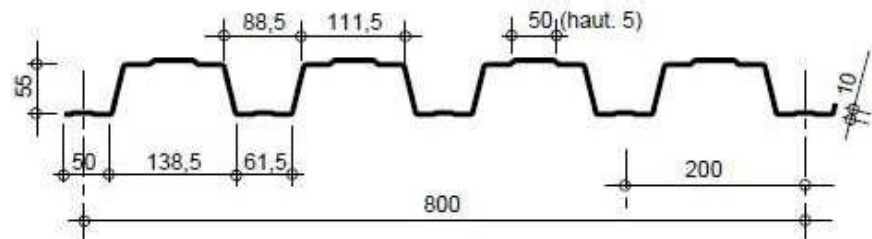


Figure III.2-4 Caractéristiques géométriques de la tôle HI Bond 55-800

III.2.4.2.2. Phase de montage (solives IPE270)

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

a. Les charges

➤ La charge permanente

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{dallebeton}} = h \times a \times \rho_c = 0,1 \times 2,5 \times 2500 = 625 \text{ daN/ml} \\ G_{\text{solive}} = 36,1 \text{ daN/ml} \\ G_{\text{tole}} = 11,63 \text{ daN/ml} \end{array} \right. \Rightarrow G_{\text{Total}} = 672,73 \text{ daN/ml}$$

➤ La charge d'exploitation

$$Q_{\text{Total}} = 150 \times 2,5 = 375 \text{ daN/ml} \Rightarrow Q_{\text{Total}} = 375 \text{ daN/ml}$$

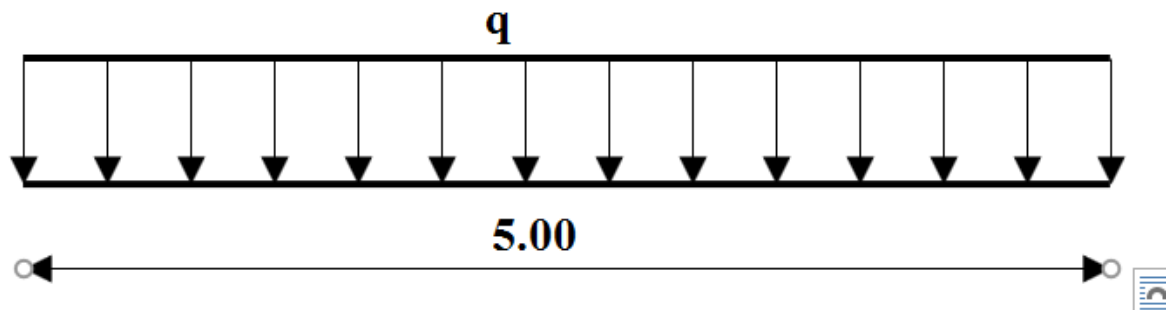


Figure III.2-5 Chargement des solives

b. Vérification à l'état limite ultime

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8} \quad \text{avec } q_u = 1,35G_{Total} + 1,5Q_{Total} = 1,35 \times 672,73 + 1,5 \times 375 = 1470,70 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{sd} = 1470,7 \times \frac{5^2}{8} = 4595,94 \text{ daN.m} \Rightarrow M_{sd} = 4595,94 \text{ daN.m} \\ M_{ply,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 484 \times 10^3 \times \frac{235}{1} = 11374 \text{ daN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{sd} < M_{ply,rd}$$

c. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{ply,rd} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$

$$A_V = A - 2btf + (tw + 2r)tf \Rightarrow A_V = 4590 - 2 \times 135 \times 10,2 + (6,6 + 2(15)) \times 10,2 = 1462,68 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_V = 1462,68 \text{ mm}^2$$

$$\begin{cases} V_{sd} = q_u \times \frac{L}{2} = 1470,7 \times \frac{5}{2} = 3676,75 \text{ daN} \\ V_{ply,rd} = \frac{1462,68 \times 235}{1 \times \sqrt{3}} = 19845,2 \text{ daN} \end{cases} \Rightarrow V_{sd} < V_{ply,rd}$$

d. Vérification à l'état limite de service

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

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \text{avec } q_s = G_{Total} + Q_{Total} = 672,73 + 375 = 1047,73 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} f = \frac{5 \times 1047,73 \times 5^4}{384 \times 2,1 \times 10^{10} \times 5,79 \times 10^{-5}} = 0,007 \text{ m} \Rightarrow f = 0,7 \text{ cm} \\ f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{5}{250} = 0,02 \text{ m} \Rightarrow f_{max} = 2 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow f < f_{max}$$

$f < f_{max} \Rightarrow$ pas de besoin des étais

III.2.4.2.3. Phase définitive**a. Les charges****➤ La charge permanente**

$$\begin{cases} G_{dalle} = 625 \text{ daN/ml} \\ G_{solive} = 36,1 \text{ daN/ml} \\ G_{étanchiété} = 150 \times 2,5 = 375 \text{ daN/ml} \end{cases} \Rightarrow G_{Total} = 1036,1 \text{ daN/ml}$$

➤ La charge d'exploitation

$$Q_{Total} = 250 \times 2,5 = 625 \text{ daN/ml} \Rightarrow Q_{Total} = 625 \text{ daN/ml}$$

b. Position de l'axe neutre

Détermination la position de l'axe neutre :

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

Avec :

A_c : section de béton = $250 \times 10 = 2500 \text{ cm}^2$

A_a : section de l'acier = $36,1 \text{ cm}^2$

f_a : la nuance d'acier (S235) = $23,5 \text{ kn/cm}^2$

$$f_c = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{3}{1} = 1,7 \text{ kn/cm}^2$$

$$K = \frac{A_c \times f_c}{A_a \times f_a} = \frac{2500 \times 1,7}{36,1 \times 23,5} = 3,94 > 1 \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la dalle}$$

Calcul la position de l'axe neutre :

$$x = \frac{A_a \times f_a}{0,85 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}}}$$

Calcul la largeur participante b_{eff} de la dalle

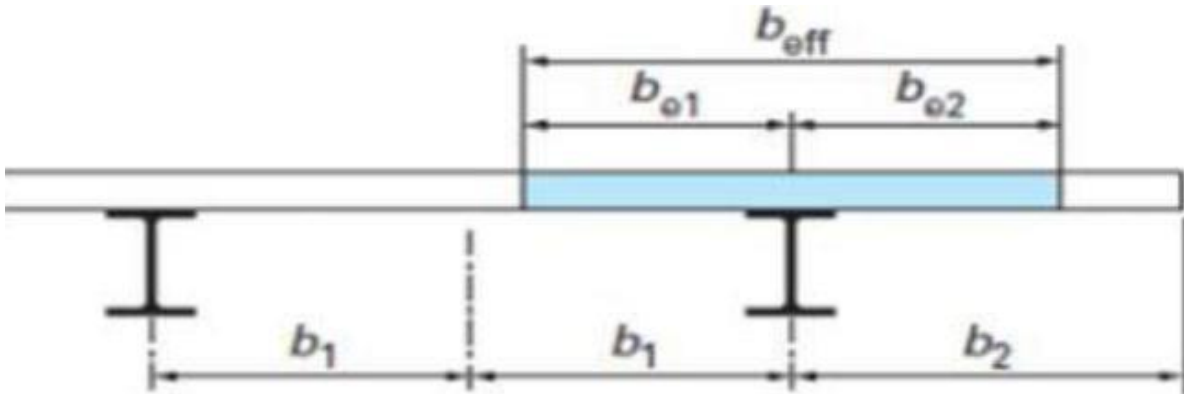


Figure III.2-6 Largeur participante de la dalle.

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L}{8}, \frac{a}{2}\right)$$

Avec :

L: la portée de la dalle = 5m

a: espacement des poutres = 2,5m

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L}{8}, \frac{a}{2}\right) = \min\left(\frac{5}{8}, \frac{2,5}{2}\right) = \min(0,625, 1,25) = 0,625 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff}} = b_{ei} \times 2 = 0,625 \times 2 = 1,25 \Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,25 \text{ m}$$

$$x = \frac{A_a \times f_a}{0,85 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}}} = \frac{45,9 \times 23,5}{0,85 \times 3 \times 125} = 3,38 \text{ cm} \Rightarrow x = 3,38 \text{ cm}$$

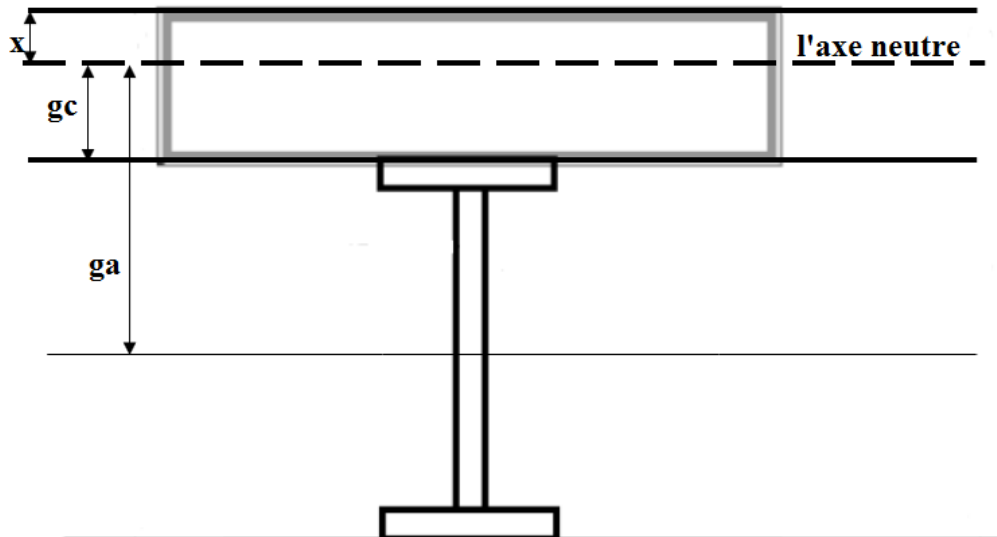


Figure III.2-7 Position de l'axe neutre.

c. Vérification à l'état limite ultime

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{RD} = A_a \times f_a \times \left[G_c + G_a + \frac{tc}{2} \times \frac{(K-1)}{K} \right]$

$$M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8} \text{ avec } q_u = 1,35G_{\text{Total}} + 1,5Q_{\text{Total}} = 1,35 \times 1036,1 + 1,5 \times 625 = 2336,24 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 2336,24 \times \frac{5^2}{8} = 7300,73 \text{ daN.m} \Rightarrow M_{sd} = 7300,73 \text{ daN.m}$$

$$M_{RD} = A_a \times f_a \times \left[G_c + G_a + \frac{tc}{2} \times \frac{(K-1)}{K} \right] = 45,9 \times 23,5 \times \left[5 + 13,5 + 5 \times \frac{(3,94-1)}{3,94} \right] = 23979,43 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 7300,73 \text{ daN.m} < M_{RD} = 23979,43 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

d. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{RD} = \frac{A_v \times f_a}{\sqrt{3}}$

$$A_v = A - 2bt_f + (tw + 2r)tf \Rightarrow A_v = 4590 - 2 \times 135 \times 10,2 + (6,6 + 2(15)) \times 10,2 \\ = 1462,68 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_v = 1462,68 \text{ mm}^2$$

$$\begin{cases} V_{sd} = q_u \times \frac{L}{2} = 2336,24 \times \frac{5}{2} = 5840,6 \text{ daN} \\ V_{RD} = \frac{1462,68 \times 235}{\sqrt{3}} = 19845,2 \text{ daN} \end{cases} \Rightarrow V_{sd} < V_{RD}$$

$$V_{sd} = 5840,6 \text{ daN} < V_{RD} = 19845,2 \text{ daN}$$

condition vérifiée

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219}{6,6} = 33,27 < 72 \Rightarrow \text{la condition de non voilement au cisaillement est vérifiée}$$

III.2.4.3. Etude des connecteurs

III.2.4.3.1. Définition

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autres termes ils sont utilisés pour permettre de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal est appelée « connexion au cisaillement ».

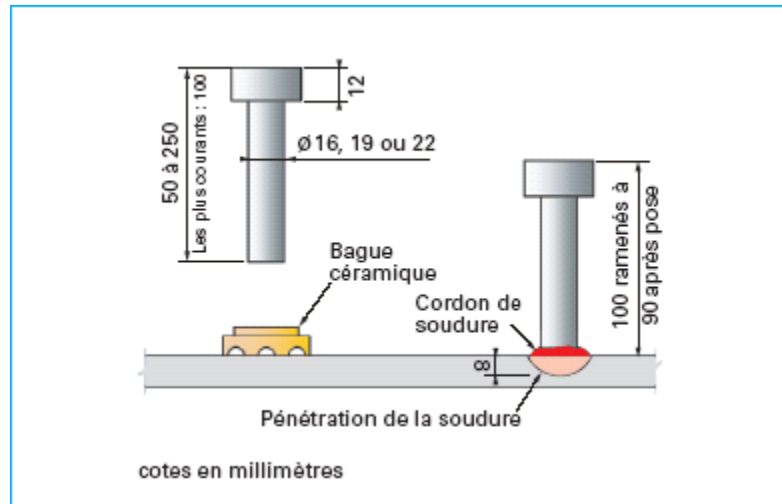


Figure III.2-8 Connecteurs soudés.

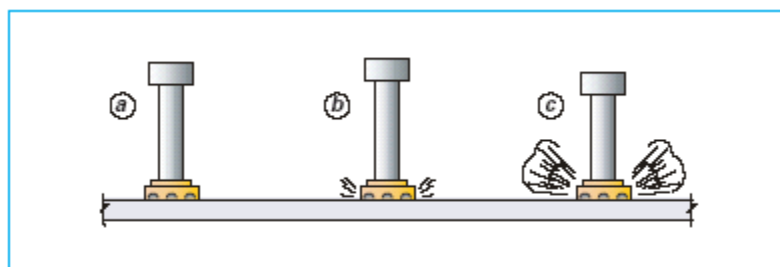


Figure III.2-9 mise en œuvre des goujons soudés.

III.2.4.3.2. Calcul des connecteurs

$$d = 16 \text{ mm}$$

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

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

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

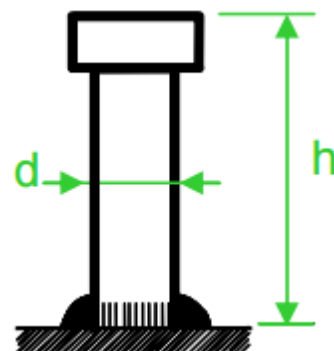


Figure III.2-10 Les dimensions d'un connecteur

- **Nombre de connecteur**

Il doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé section 6.2 Eurocode 4, divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{rd} section 6.3 ou 6.5 Eurocode 4.

$$N \geq \frac{V_1(\text{cisaillement})}{P_{rd}}$$

Avec :

$V_1(\text{cisaillement})$: effort de cisaillement longitudinal.

P_{rd} : résistance de calcul au cisaillement.

- **Effort de cisaillement longitudinal**

$$\text{Min } F_{cf} = \begin{cases} \frac{V_1}{\gamma_a} \\ \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \end{cases}$$

Avec :

A_a : aire de l'élément structural.

A_c : section efficace de béton.

A_{se} : aire de toute armature longitudinale comprimée.

γ_c : coefficient partiel de sécurité de compression béton section mixte transversale.

f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton.

f_{sk} : limite d'élasticité caractéristique à la traction des armatures.

γ_a : coefficient de sécurité à l'ELU.

γ_s : coefficient de sécurité à l'ELS.

$$A_a = 36,1 \text{ cm}^2 \text{ (IPE 270)}, f_y = 235 \text{ N / mm}^2 \text{ (S235)}, f_{ck} = 30 \text{ N / mm}^2 \text{ (C25)}$$

$$A_c = \text{beff} \times t = 125 \times 10 = 1250 \text{ cm}^2.$$

$$F_{cf} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{4590 \times 235}{1,1} = 9,81 \times 10^5 \text{ N} \Rightarrow \mathbf{F_{cf}^{(1)} = 9,81 \times 10^5 \text{ N}}$$

$$F_{cf} = \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 2500 \times 3}{1,5} = 4,25 \times 10^6 \text{ N} \Rightarrow \mathbf{F_{cf}^{(2)} = 4,25 \times 10^6 \text{ N}}$$

$$V_1 = F_{cf} = \min[\mathbf{F_{cf}^{(1)}}, \mathbf{F_{cf}^{(2)}}]$$

$$V_1 = F_{cf} = \min[\mathbf{F_{cf}^{(1)}}, \mathbf{F_{cf}^{(2)}}] \Rightarrow V_1 = \min[9,81 \times 10^5, 42,5 \times 10^5] \Rightarrow \mathbf{V_1 = 9,81 \times 10^5 \text{ N}}$$

➤ **Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur**

Les Connecteurs sont soumis aux efforts de cisaillement à l'interface acier –béton. La résistance d'un goujon au cisaillement est donnée par les formules ci-après :

$$\begin{cases} P_{rd} = K_t \times 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \\ P_{rd} = K_t \times 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{cases}$$

Avec :

d : le diamètre du fut du goujon.

f_u : résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser 500 N/m²

f_{ck}: la résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

E_{cm}: la valeur moyenne du module sécant du béton.

α : Facteur correctif

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) \dots\dots \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \dots\dots \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

K_t = 1 pour Nr = 1

Avec Nr : nombre de goujon par nervure

$$P_{rd} = K_t \times 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} = 1 \times 0,8 \times 430 \times \frac{3,14 \times 16^2}{4} \times \frac{1}{1,25} = 5,53 \times 10^4 \text{ N}$$

$$P_{rd}^{(1)} = 5,53 \times 10^4 \text{ N}$$

$$P_{rd} = K_t \times 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} = 1 \times 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{30 \times 30500} \times \frac{1}{1,25} = 5,68 \times 10^4 \text{ N}$$

$$P_{rd}^{(2)} = 5,68 \times 10^4 \text{ N}$$

$$P_{rd} = \min[P_{rd}^{(1)}, P_{rd}^{(2)}] \Rightarrow P_{rd} = \min[5,53 \times 10^4, 5,68 \times 10^4] \Rightarrow P_{rd} = 5,53 \times 10^4 \text{ N}$$

D'où

$$N \geq \frac{V_1(\text{cisaillement})}{P_{rd}} = \frac{9,81 \times 10^5}{5,53 \times 10^4} = 17,73 \approx N = 18 \text{ goujons}$$

$$N = 18 \text{ goujons}$$

Donc on a 18 goujons sur la demi-porte de la solive.

➤ **Espacement des connecteurs**

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculés comme suit :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \quad \text{avec} \quad L_{cr} = \frac{L}{2}$$



Figure III.2-11 Espacement entre connecteurs.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{5000}{2} = 2500 \text{ mm} \Rightarrow S = \frac{2500}{18} = 139 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{S = 14 \text{ cm}}$$

CHAPITRE IV :

ETUDE SISMIQUE

IV.1. Généralité

Le Nord Algérien est caractérisé par une sismicité qui est causée par l'affrontement des plaques Africaine et eurasiatique, cette sismicité se matérialise généralement par des séismes modérés à faibles qu'occasionally parfois des séismes violents puissent se produire. Il est indiqué que l'Atlas tellien en Algérie, qui fait partie de la frontière de plaques en Méditerranée occidentale est une des régions les plus actives sismiquement rappelant les séismes dévastateurs tels que ceux d'Alger (1716), 20.000 morts, d'Oran (1790), 3.000 morts, ou Blida (1825), 7.000 morts. Durant les 60 dernières années, pas moins d'une quinzaine de séismes dommageables ont frappé l'Algérie : El Asnam (1954, 6.7 degrés, 1.243 morts et 1980, 7.2 degrés, 2.633 morts), Boumerdés (2003, 6.8 degrés, 2.278 morts). La sismicité de l'Algérie est caractérisée par des séismes superficiels, elle est localisée dans les 20 premiers kilomètres ce qui les rend plus dangereux et perceptibles par la population. Cela pose un ultime défi aux ingénieurs en génie civil de concevoir des bâtiments, des ponts et des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par le séisme.



Figure IV.1-1 CHLEF (7.2) _10 octobre 1980.



Figure IV.1-2 BOUMERDES (6.8) _21 mai 2003.

Définition de séisme:

Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. [3]

Caractéristique de séisme :

Épicentre : Lors d'un séisme, on désigne par **épicentre** la projection à la surface de la Terre de l'hypocentre, le point où prend naissance la rupture. Pour être plus clair, l'épicentre correspond à la verticale exacte du foyer. Ainsi les ondes sismiques ont à parcourir le chemin le plus court pour atteindre l'épicentre à la surface du sol. Elles perdent, du coup, très peu d'énergie du fait du peu de roches que ces ondes traversent. Comme elles ont plus d'énergie à l'épicentre, les dégâts provoqués sont plus importants en cet endroit qu'ailleurs.

Hypocentre : Lors d'un séisme, on désigne par hypocentre (ou foyer) le point de départ de la rupture sismique sur la faille. La projection de l'hypocentre sur la surface terrestre s'appelle l'épicentre. Lors de l'explosion d'une bombe nucléaire, l'hypocentre représente la zone à l'aplomb de l'explosion (quand elle est aérienne) et donc la zone d'impact majeure.

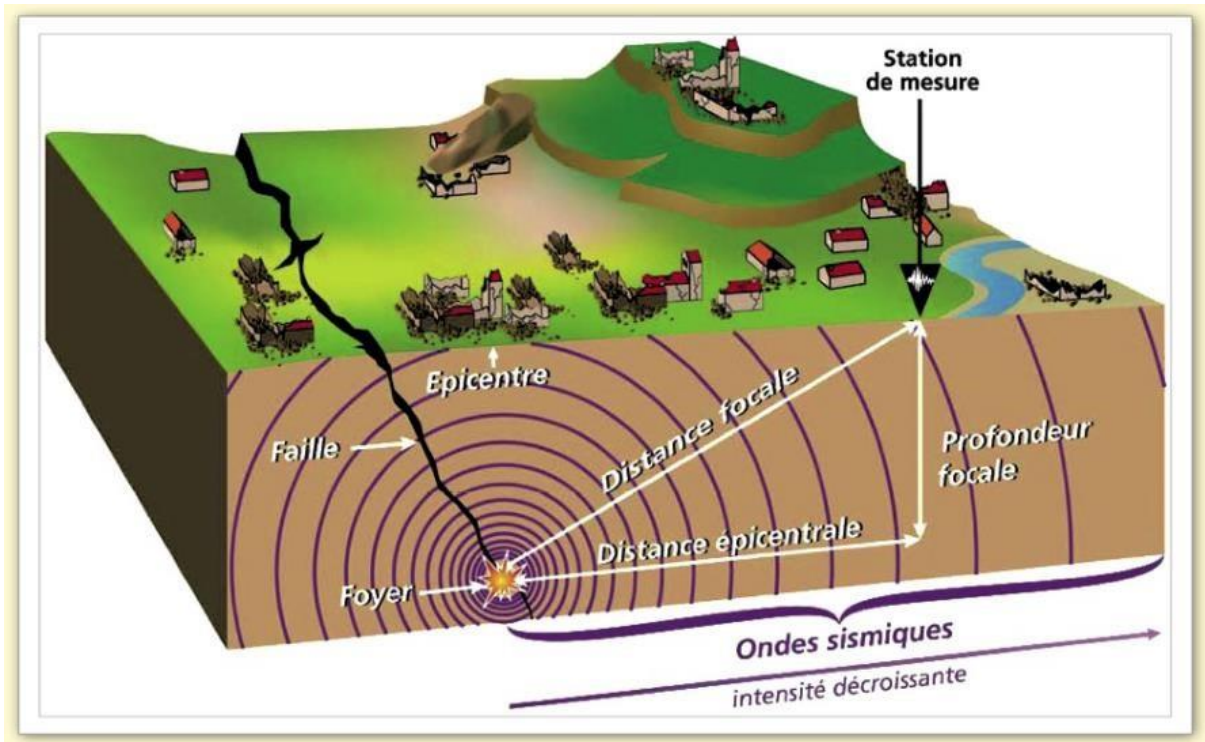


Figure IV.1-3 Schéma représentant les paramètres de source sismique.

La faille: En géologie, **une faille** est une déformation consistant en un plan ou une zone de rupture le long duquel deux blocs rocheux se déplacent l'un par rapport à l'autre. Ce plan divise un volume rocheux en deux compartiments qui ont glissé l'un par rapport à l'autre. Ce déplacement et la déformation cisailant sont dus aux forces exercées par les contraintes tectoniques, qui résultent de la tectonique des plaques ou à la force gravitaire (instabilité gravitaire).

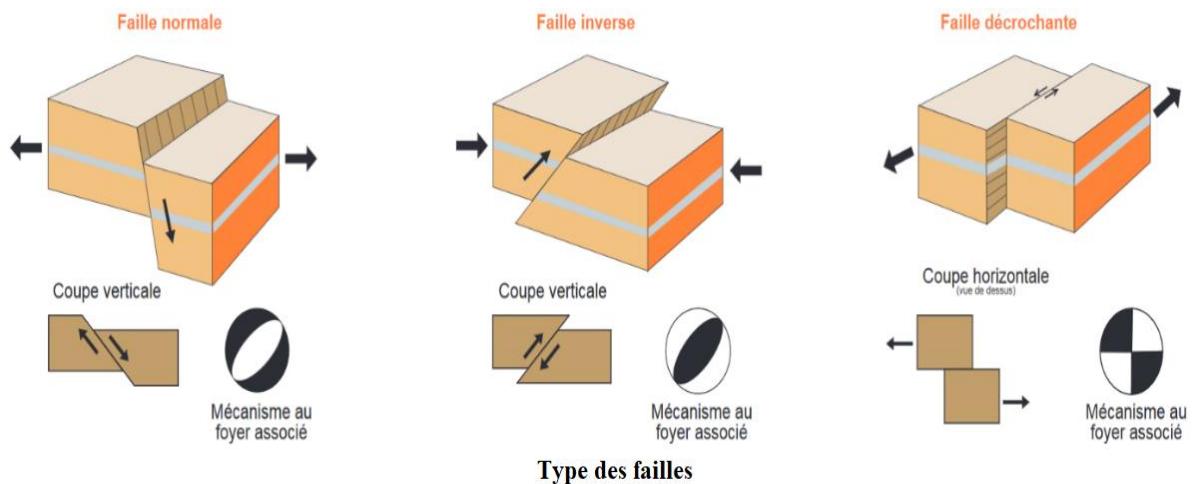


Figure IV.1-4 Schéma représente les trois principaux mécanismes de rupture au foyer.

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le RPA99, version2003 qui prescrit deux méthodes d'analyse dynamique.

IV.2. L'étude sismique

IV.2.1. Introduction

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique.

Connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été imposées par le RPA99/2013 lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode dynamique modale spectrale.

Méthode statique équivalente

Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statique pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées pour la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

Condition d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Méthode dynamique modale spectrale

Principe de la méthode

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure, et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

IV.2.2. Méthode utilisée

Pour notre structure nous utiliserons la méthode statique équivalente étant donné que le bâtiment a une hauteur inférieure à 30m.

IV.2.3. Calcul de la force sismique totale

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

V. Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération de zone (A) est donné par le tableau 4.1 des RPA 99/Version.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Pour un ouvrage du groupe 2 en Zone III on a : **A= 0.25**

Tableau IV.2:1 Coefficient d'accélération de zone A.

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

Pourcentage d'amortissement critique ξ

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.2:2 Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

Ouvrage en acier avec un remplissage dense $\Rightarrow \xi = 5\%$

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

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

$$\eta = 1 > 0,7$$

Coefficient de comportement global de la structure R

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Selon le tableau 4.3 du RPA99/version 2003

Structure à ossature métallique contreventée par palée triangulées en V $\Rightarrow R_x = 3$

Structure à ossature métallique contreventée par palée triangulées en X $\Rightarrow R_y = 4$

Estimation de la période fondamentale de la structure

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \times h_N^{3/4}$$

Avec :

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

$h_N = 6m$

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Il est donné par le **tableau 4.6 de RPA99 Version.2003**. Pour le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonneries $\Rightarrow C_t = 0.05$

$$T = 0,05 \times 6^{3/4} = 0,19 \text{ s} \Rightarrow \mathbf{T = 0,19s}$$

➤ Calcul de la période par la formule

$$T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} T_X = 0,09 \times \frac{6,00}{\sqrt{10,00}} = 0,17\text{s} \Rightarrow T_X = 0,17\text{s} \\ T_Y = 0,09 \times \frac{6,00}{\sqrt{15,00}} = 0,14\text{s} \Rightarrow T_Y = 0,14\text{s} \end{cases}$$

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

Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen D, est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T.

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

Avec :

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le **Tableau 4.7 art 4.2.3 des RPA 99/Version 2003**. On a pour un site meuble (S_3) : $T_1=0,15\text{s}$ et $T_2 = 0,5\text{s}$.

Tableau IV.2:3 Périodes caractéristiques du site.

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_1(\text{sec})$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2(\text{sec})$	0,30	0,40	0,50	0,70

Pour : $T_X = 0,17\text{s} < T_2 = 0,5\text{s}$ et $T_Y = 0,14\text{s} < T_2 = 0,5\text{s}$

$$D \begin{cases} D_X = 2,5 \times 1 = 2,5 \\ D_Y = 2,5 \times 1 = 2,5 \end{cases}$$

Facteur de qualité Q

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

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- ✓ La régularité en plan et en élévation
- ✓ La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 des RPA 99/Version 2003**.

Tableau IV.2:4 Valeurs des pénalités P_q .

Critère « q »	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05(non observé)
2. Redondance en plan	0,05(non observé)
3. Régularité en plan	0,05(non observé)
4. Régularité en élévation	0,05(non observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0(observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0(observé)

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + [0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0] = 1,2 \Rightarrow \begin{cases} Q_X = 1,2 \\ Q_Y = 1,2 \end{cases}$$

Poids totaux de la structure

W : Poids de la structure. Il est égal à la somme des poids, W_i calculé à chaque niveau (i).

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

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

W_{Qi} Poids dû aux charges d'exploitation.

β Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5. du RPA** $\beta = 0,2$.

D'après le ROBOT :

$$W_G = P_p + G = 109,58 + 1193,25 = 1302,83 \text{ KN}$$

$$W_Q = 450,00 \text{ KN}$$

$$W = 1302,83 + 0,2 \times 450 = 1392,82 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{W = 1392,82 \text{ KN}}$$

La valeur de la force sismique totale

➤ Selon l'axe X

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R_X} \times W = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 1392,82 = 261,15 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{V_X = 261,15 \text{ KN}}$$

➤ Selon l'axe Y

$$V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R_Y} \times W = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,2}{3} \times 1392,82 = 348,21 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{V_Y = 348,21 \text{ KN}}$$

IV.3. Étude dynamique

IV.3.1. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3.2. Les contreventements (système de stabilité)

Définition :

En Génie Civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux et verticaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

On distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Les différents types de contreventement métallique :

- **Stabilité horizontale :** Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité.
- **Stabilité verticale :** Dans notre structure on utilise des palées en X selon l'axe (x-x) et des palées en V selon l'axe (Y-Y).

IV.3.3. Etude dynamique 3D avec un système de stabilité verticale

Modélisation et présentation du logiciel Robot:

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

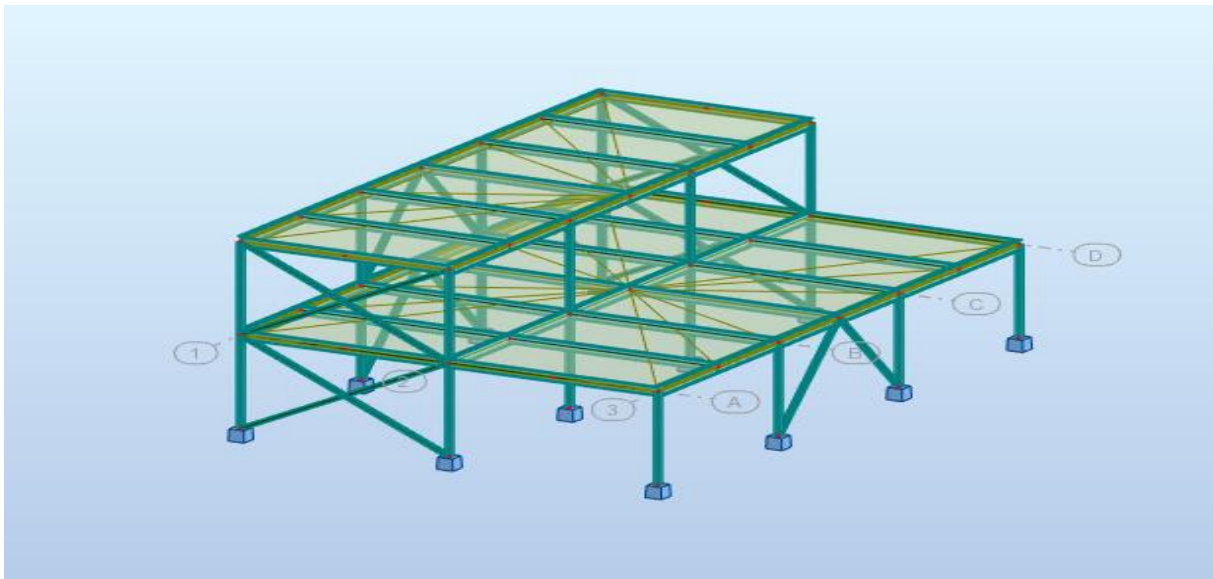


Figure IV.3-1 Modèle en 3D.

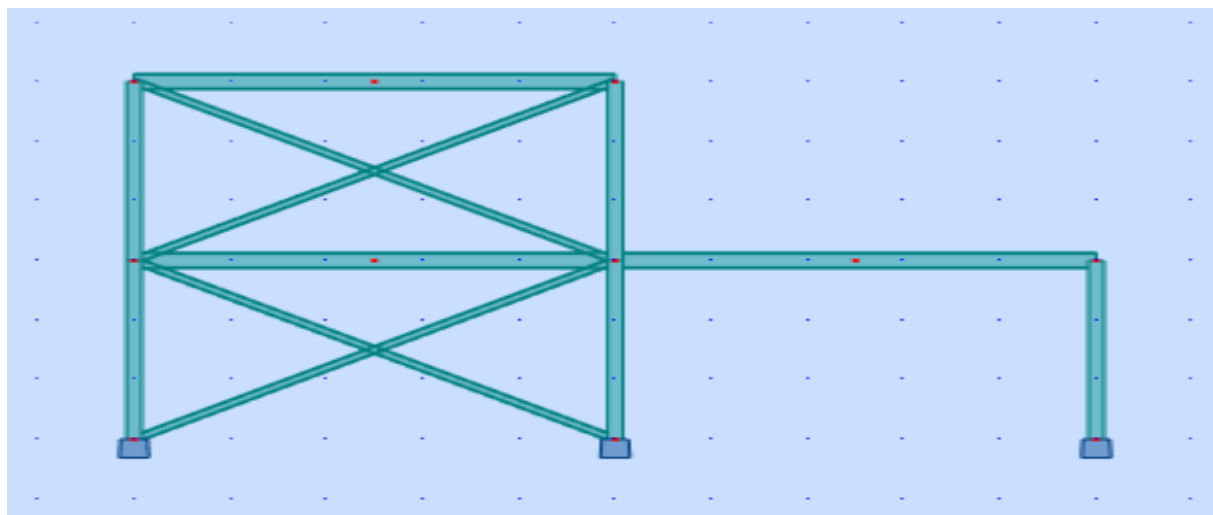


Figure IV.3-2 Disposition contreventement sur l'axe (X-X) (vue face).

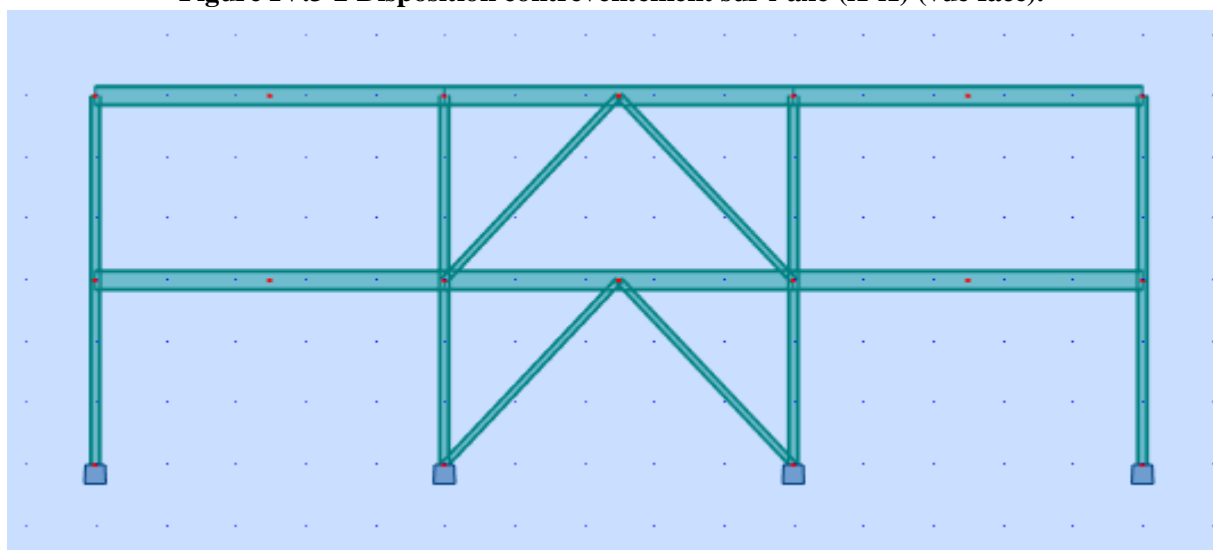


Figure IV.3-3 Disposition contreventement sur l'axe (Y-Y) (vue sur cote).

Etapas de la modélisation de la structure sur Robot:

1^{ère} étape : Définition des matériaux et des règlements utilisés

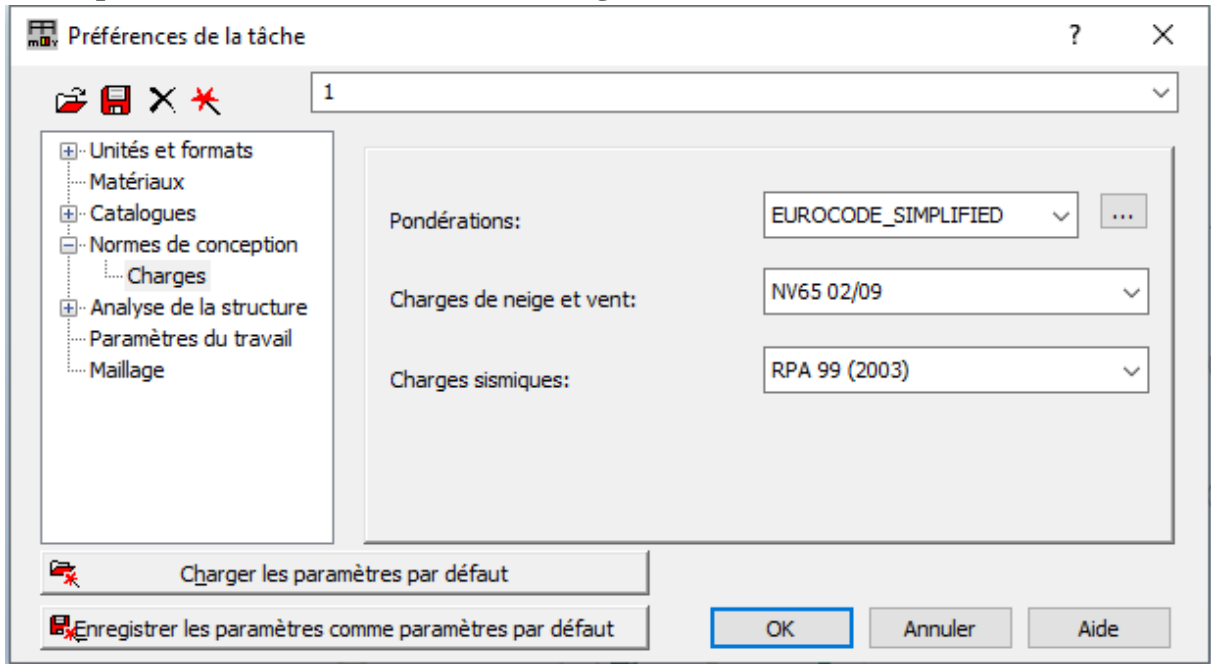


Figure IV.3-4 Définition des matériaux et des règlements utilisés.

2^{ème} étape : Définition de la géométrie de base

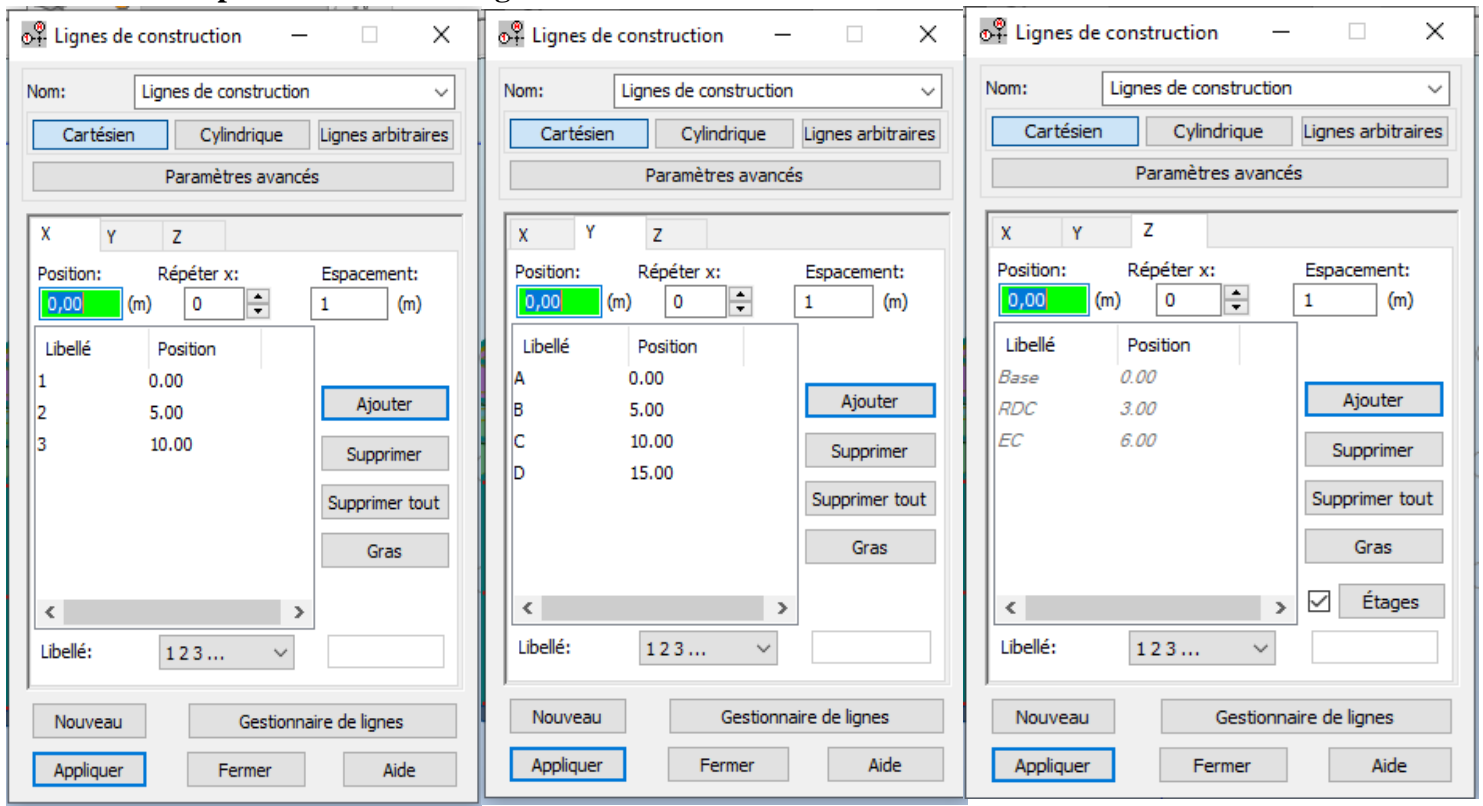


Figure IV.3-5 Définition de la géométrie de base.

3^{ème} étape : Définition des sections

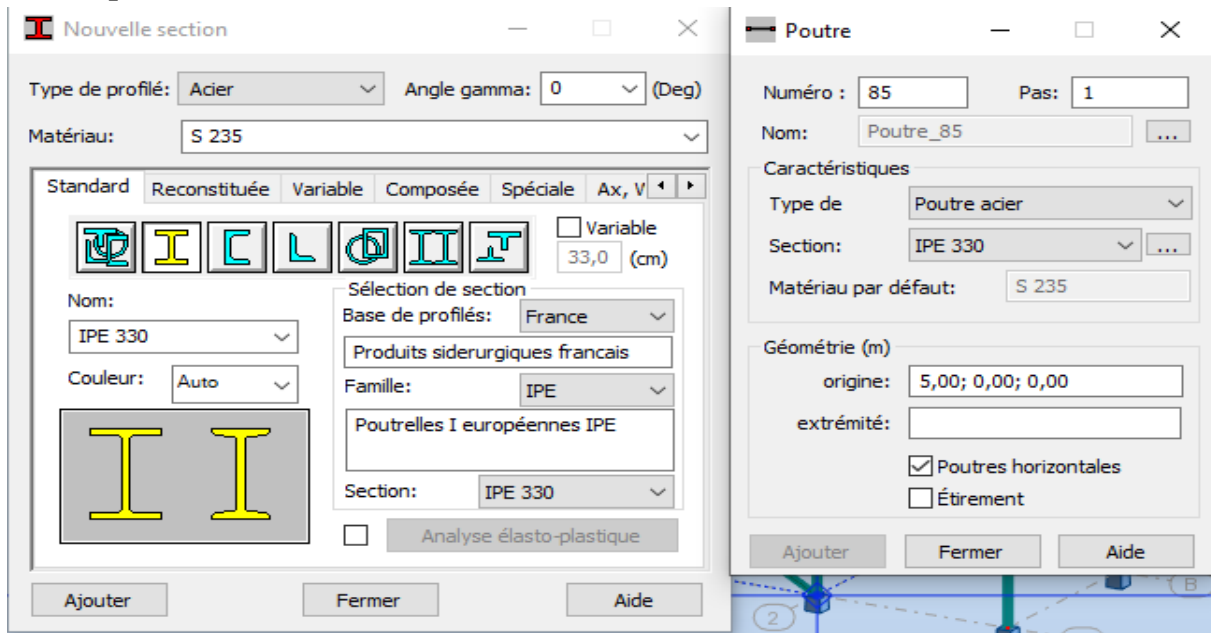


Figure IV.3-6 Définition des sections.

4^{ème} étape : Définition des charges à appliquer

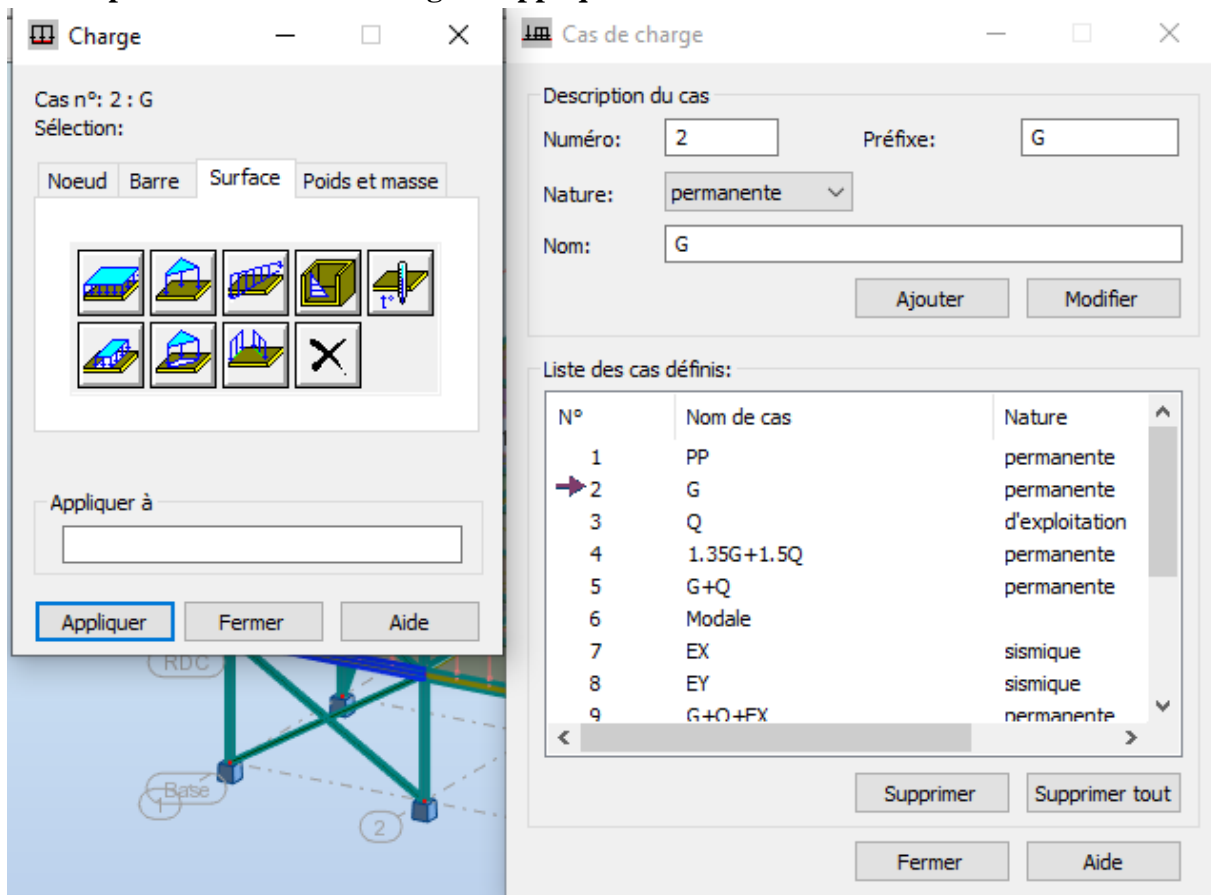


Figure IV.3-7 Définition des charges à appliquer.

5^{ème} étape : Définition des combinaisons des charges qui sont les suivantes

Combinaisons fondamentales BAEL91 :

Combinaison (1) « ELS » : $G + Q$

Combinaison (2) « ELU » : $1,35G + 1,5Q$

Combinaisons accidentelles RPA99 modifié 2003 :

Combinaison (3) « accidentelle » : $G + Q \pm EX$

Combinaison (4) « accidentelle » : $G + Q \pm Ey$

Combinaison (5) « accidentelle » : $0,8G \pm EX$

Combinaison (6) « accidentelle » : $0,8G \pm Ey$

Combinaison (7) « accidentelle » : $G + Q \pm 1,2EX$

Combinaison (8) « accidentelle » : $G + Q \pm 1,2Ey$

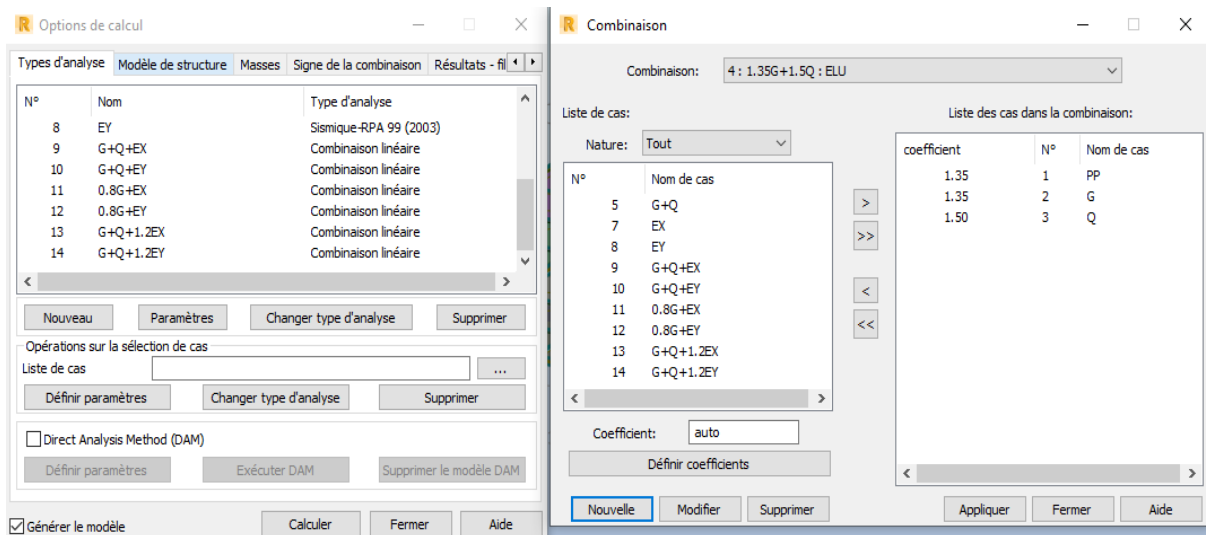


Figure IV.3-8 Définition des combinaisons des charges.

6^{ème} étape : Vérification des éléments de la conception

- Poutres principales
- Poutres secondaires
- Poteaux

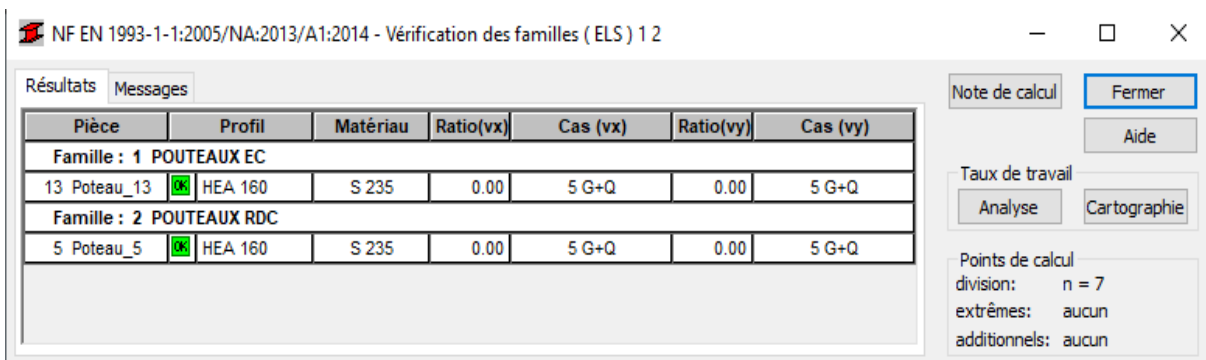


Figure IV.3-9 Vérification des Poteaux à L'ELS.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 POUTRE P EC						
24 Poutre_24	OK IPE 330	S 235	36.47	140.93	0.41	4 1.35G+1.5Q
Famille : 4 POUTRE P RDC						
27 Poutre_27	OK IPE 330	S 235	36.47	140.93	0.81	4 1.35G+1.5Q
Famille : 5 POUTRE S EC						
45 Poutre_45	OK IPE 270	S 235	44.54	165.41	0.03	4 1.35G+1.5Q
Famille : 6 POUTRE S RDC						
41 Poutre_41	OK IPE 270	S 235	44.54	165.41	0.03	4 1.35G+1.5Q
Famille : 7 SOLIVE EC						
48 Poutre_48	OK IPE 270	S 235	44.54	165.41	0.01	4 1.35G+1.5Q
Famille : 8 SOLIVE RDC						
49 Poutre_49	OK IPE 270	S 235	44.54	165.41	0.01	4 1.35G+1.5Q

Figure IV.3-10 Vérification les Poutres (principale et secondaire) à L'ELU.

7ème étape : vérification de la période, l'effort tranchant et le déplacement

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
6/ 1	5,85	0,17	0,00	78,25
6/ 2	6,31	0,16	90,23	78,25
6/ 3	8,35	0,12	90,23	78,25
6/ 4	8,35	0,12	90,23	78,25
6/ 5	8,35	0,12	90,23	78,25
6/ 6	8,35	0,12	90,23	78,25
6/ 7	8,35	0,12	90,23	78,25
6/ 8	8,35	0,12	90,23	78,25
6/ 9	8,98	0,11	90,23	78,25
6/ 10	8,98	0,11	90,23	78,25

- Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT
- Commentaire:
- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.17s$.
- ✓ Le 1er et 2ème mode sont des modes de translation.
- ✓ Le 3ème mode est un mode de rotation.

1. Vérification les articles de RPA

- Résultantes des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.3:1 Vérification de l'effort tranchant à la base.

Force sismique	V_{statique} (KN)	$0.8V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	Observation
Sens X-X	261,15	208,92	295,49	Vérifié
Sens Y-Y	348,21	278,57	340,22	Vérifié

- Vérification de période

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de (T_{dyn}) calculée par la méthode numérique (Robot) ne dépasse pas la valeur (T_e) estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.

L'étude sismique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale $T_{\text{dyn}} = 0.17$ sec.

$$1.3 \times T + 1.3 \times 0.19 = 0.25 \text{ sec} > T_{\text{dyn}} = 0.17 \text{ sec} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Les déplacements latéraux enter- étage

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux entre étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante :

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

Avec :

$$R : \text{coefficient de comportement} \begin{cases} R_X = 4 \\ R_Y = 3 \end{cases}$$

δ_{ek} = déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau IV.3:2 Les déplacements relatifs.

Niveau	U_X	U_Y
RDC	0.4	0.3
EC	0.8	1.0

Tableau IV.3:3 Déplacements suivant l'axe X-X.

Déplacement suivant l'axe X-X						
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1% h_k (cm)
RDC	3.00	0.4	0	1.6	1.6	3
EC	3.00	0.8	1.6	3.2	1.6	3

Tableau IV.3:4 Déplacements suivant l'axe Y-Y.

Déplacement suivant l'axe Y-Y						
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1\% h_k$ (cm)
RDC	3.00	0.3	0	0.9	0.9	3
EC	3.00	1.0	0.9	3.0	2.1	3

REMARQUE :

Les déplacements relatifs sont vérifiés à chaque niveau.

IV.3.4. Etude dynamique 3D avec un système de stabilité horizontale

Modélisation de la structure étudiée en 3D

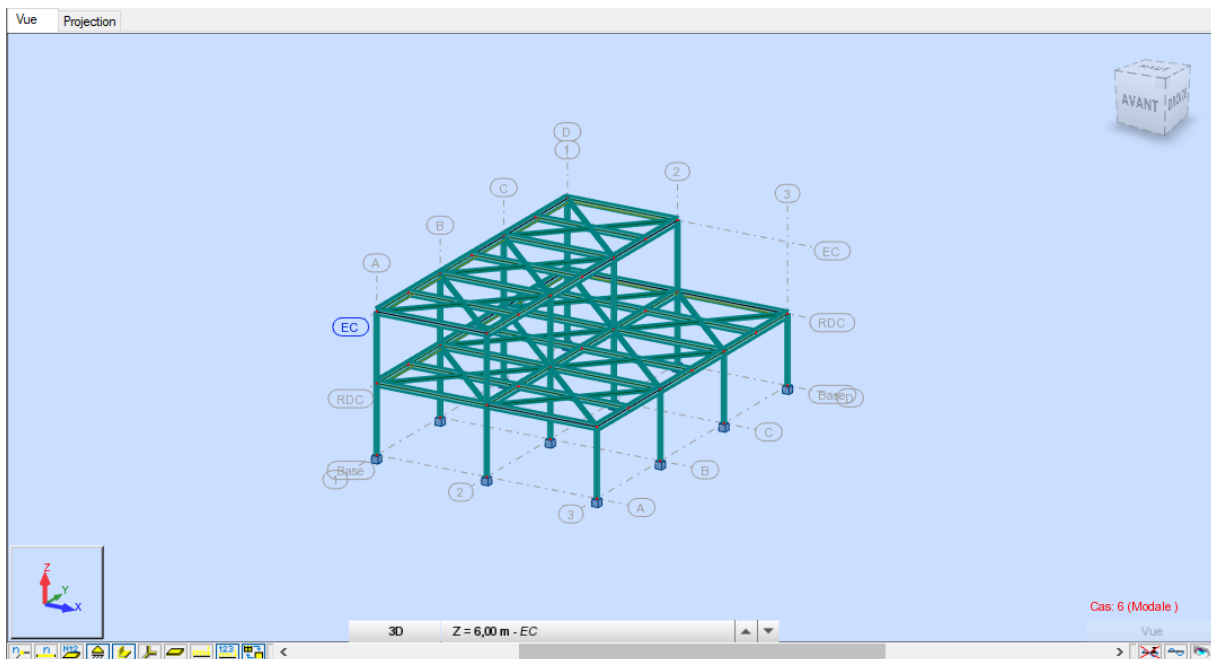


Figure IV.3-11 Modèle en 3D.

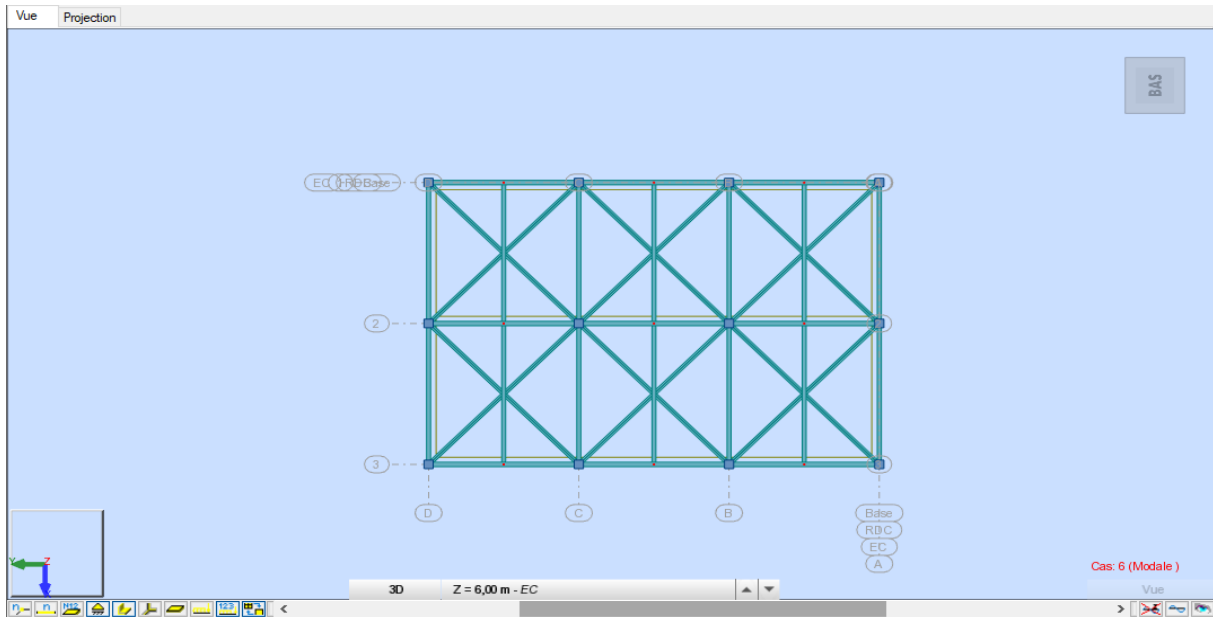


Figure IV.3-12 Disposition contreventement sur plancher RDC

1. Vérification les articles de RPA

- Résultantes des forces sismiques de calcul

Tableau IV.3:5 Vérification de l’effort tranchant à la base.

Force sismique	V _{statique} (KN)	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
Sens X-X	261,15	208,92	166,90	Non Vérifié
Sens Y-Y	348,21	278,57	365,91	Vérifié

- Vérification de période

$1.3 \times T = 1.3 \times 0.17 = 0.22 \text{ sec} < T_{\text{dyn}} = 1.53 \text{sec} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

- Les déplacements latéraux enter- étage

Tableau IV.3:6 Les déplacements relatifs.

Niveau	U _x	U _y
RDC	17,60	6,6
EC	40,9	12,5

Tableau IV.3:7 Déplacements suivant l’axe X-X.

Déplacement suivant l’axe X-X						
Niveau	h _k (m)	δ _{ek} (cm)	δ _{k-1} (cm)	δ _k (cm)	Δ _k (cm)	1% h _k (cm)
RDC	3.00	17.60	0	70,40	70,40	3
EC	3.00	40,9	70,40	163,60	93,2	3

Tableau IV.3:8 Déplacements suivant l'axe Y-Y

Déplacement suivant l'axe Y-Y						
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1% h_k (cm)
RDC	3.00	6,6	0	19,80	19,80	3
EC	3.00	12,50	19,80	37,5	17,70	3

REMARQUE :

Les déplacements relatifs ne sont pas vérifiés à chaque niveau.

IV.3.5. Etude dynamique 2D

Principe de la méthode 2D :

A titre de simplifier l'étude dynamique et diminuer les erreurs de calcul sur le logiciel de modélisation, on peut utiliser un modèle constitué de portique située dans le même plan qui est reliée par des bielles représentant les planchers.

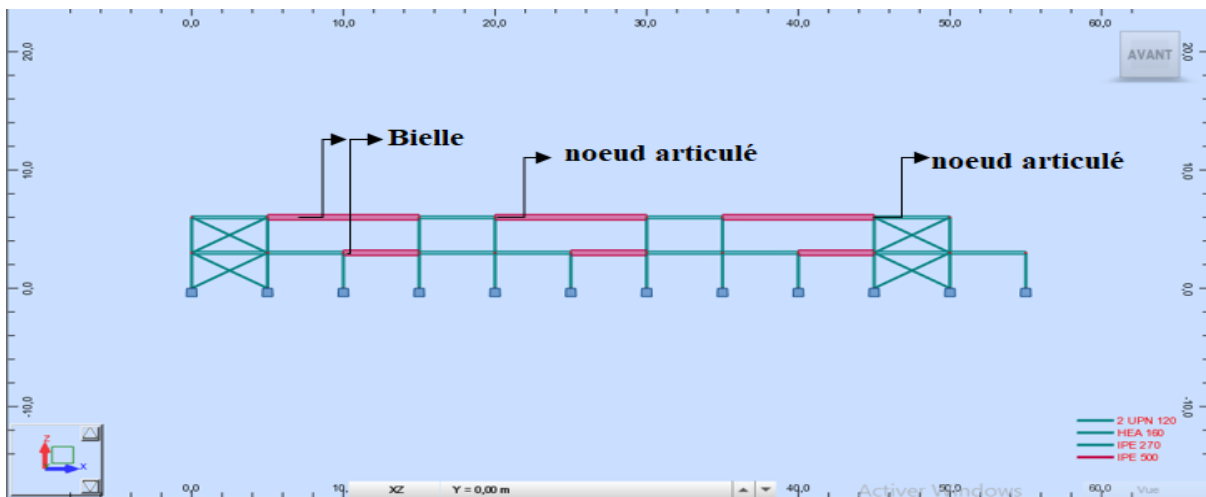


Figure IV.3-13 Modèle en 2D (sens x-x).

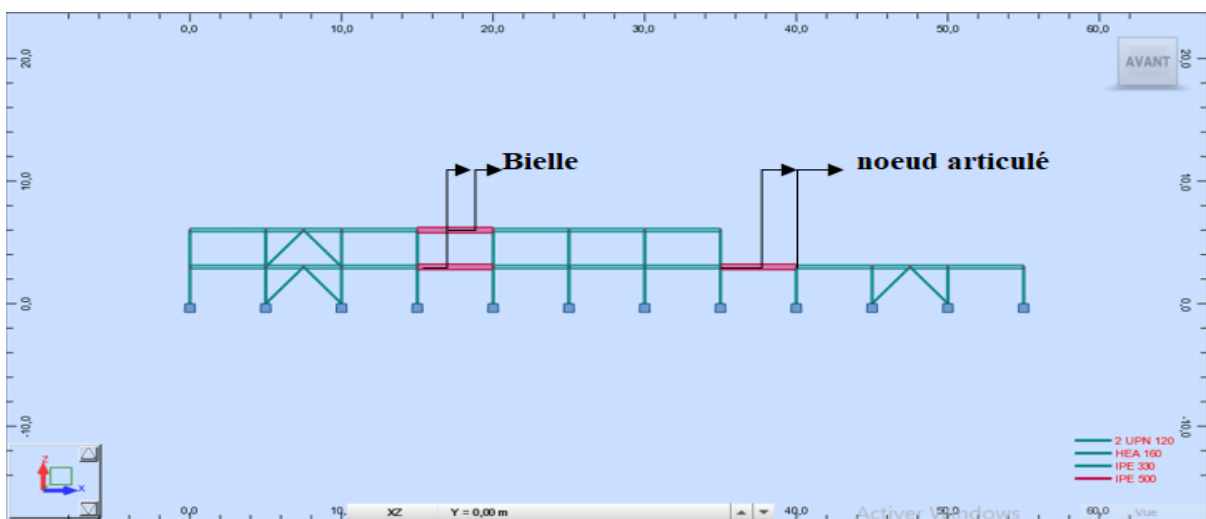


Figure IV.3-14 Modèle en 2D (sens Y-Y).

Étapes de la modélisation de la structure sur Robot:

1^{ère} étape : Définition des matériaux et des règlements utilisés

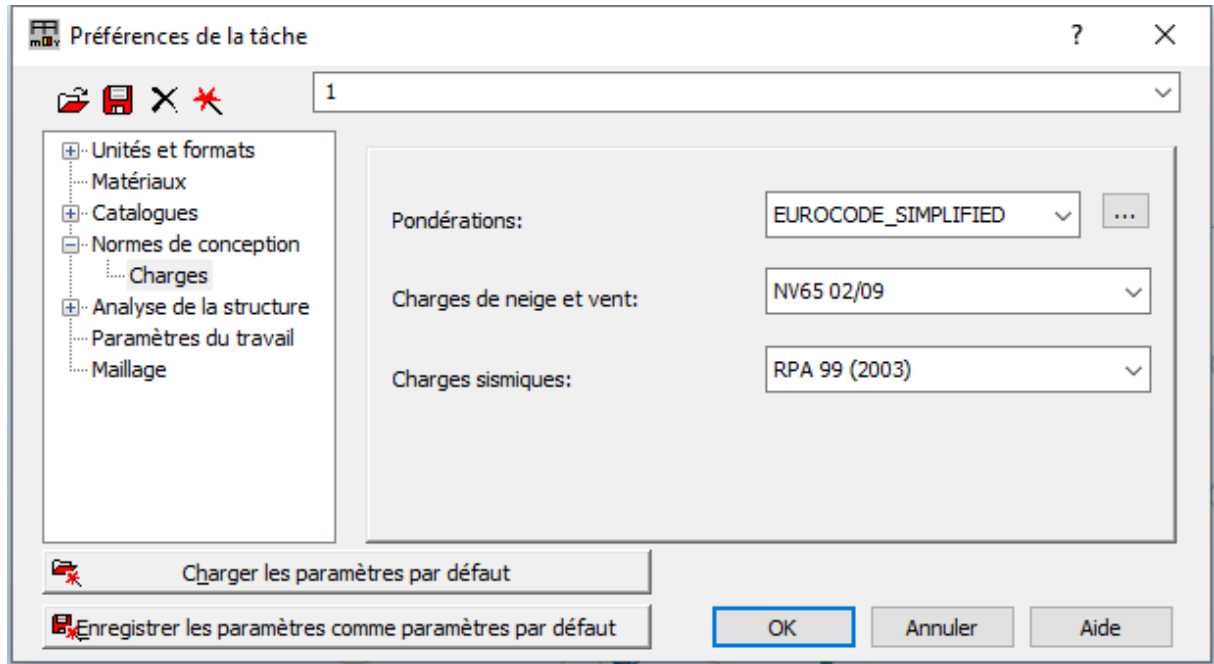


Figure IV.3-15 Définition des matériaux et des règlements utilisés.

2^{ème} étape : Définition de la géométrie de base

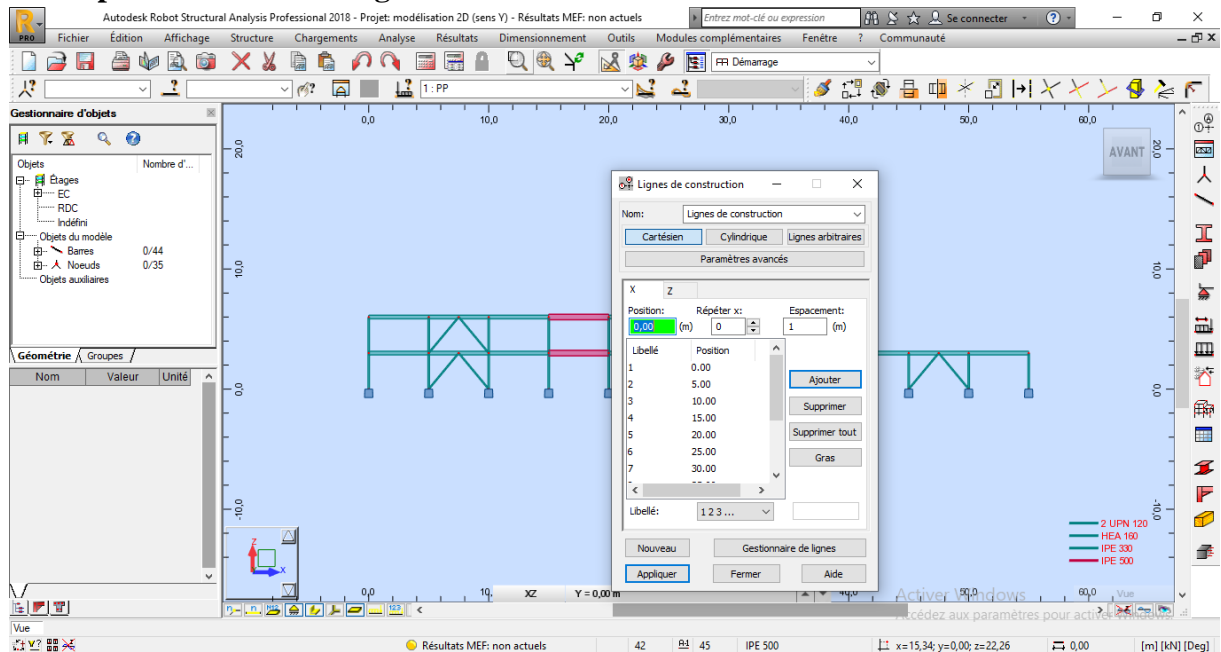


Figure IV.3-16 Définition de la géométrie de base.

3^{ème} étape : Définition des sections

Dans cette phase de l'étude, nous avons gardé les mêmes sections qui avaient été désignées précédemment (sur l'étude 3D). La différence notable dans cette méthode est la distribution des portiques qui sont reliés entre eux avec des bielles.

4ème étape : Définition des charges à appliquer

Comme pour l'étude 2D, les éléments constructifs ne sont pas chargés sous forme surfacique, parce que l'étude était basée sur un repère plan (X, Z), évidemment que les charges sont distribuées sous forme linéaire.

5ème étape : Définition des combinaisons des charges qui sont les suivantes

Combinaisons fondamentales BAEL91 :

Combinaison (1) « ELS » : $G + Q$

Combinaison (2) « ELU » : $1,35G + 1,5Q$

6ème étape : dimensionner la Bielle

La bielle, c'est une poutre qui est un élément structural disposée généralement horizontalement, dont le rôle de reliée entre les portiques représentant le plancher. Lors de la modélisation la bielle doit avoir une rigidité (E, I, L) égale ou bien presque égale celle de plancher pour avoir des résultats finales (V, T, U) vérifiés par rapport au étude 3D. Dans notre cas on a utilisé une bielle avec des caractéristiques suivantes :

Tableau IV.3:9 Caractéristique de la Bielle IPE500

Profilé	Poids G (kg/m)	Section A (cm ²)	Dimensions						Caractéristiques		
			h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)	I _y (mm ⁴) × 10 ⁴	W _{pl,Y} (mm ³) × 10 ³	E (MPa)
IPE500	90,7	116	500	200	16	10,2	426	21	48200	2194	9 × 10 ¹⁵

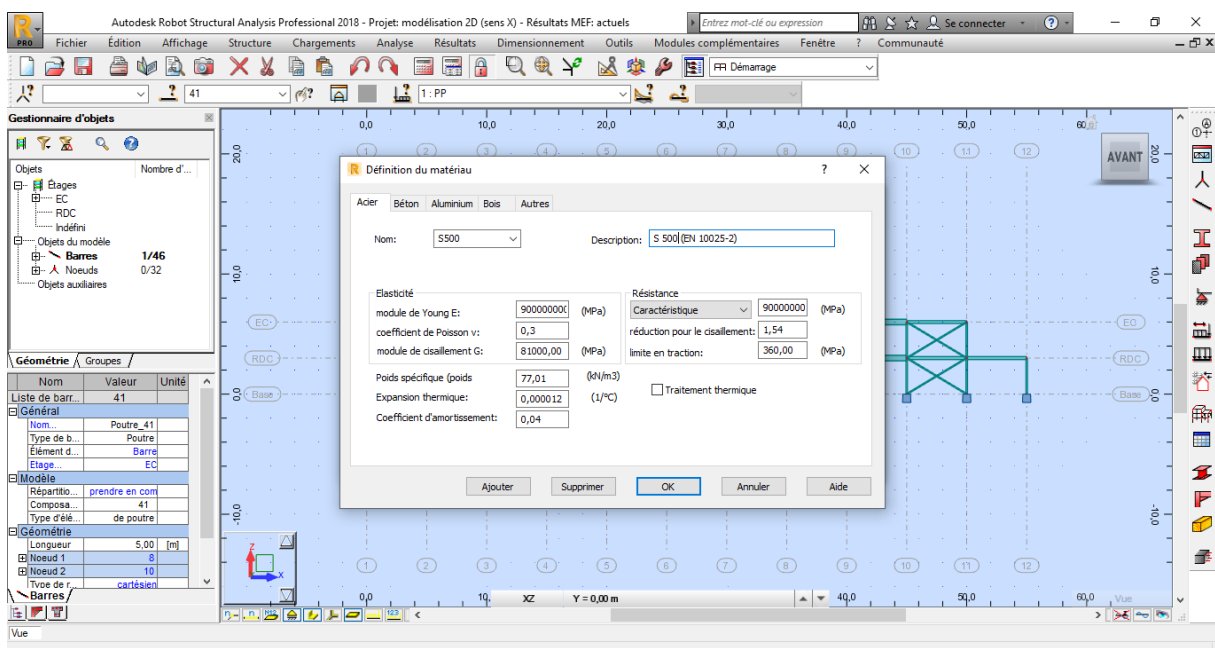


Figure IV.3-17 Définition le matériau utilisé.

7^{ème} étape : vérification de la période, l'effort tranchant et le déplacement

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT

➤ Sens (Y-Y) :

Vérification de la période :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]
8/ 1	5,75	0,17	74,69
8/ 2	9,54	0,10	96,51
8/ 3	15,10	0,07	96,52
8/ 4	17,81	0,06	97,58
8/ 5	22,16	0,05	99,35
8/ 6	27,10	0,04	99,38
8/ 7	28,76	0,03	99,39
8/ 8	34,93	0,03	99,43
8/ 9	40,53	0,02	99,43
8/ 10	40,99	0,02	99,43

Commentaire :

On note également que la période obtenue de l'analyse 2D est la même que celle retrouvée lors de l'étude 3D. par conséquent, nous disons que la période est **vérifiée** dans la direction (Y-Y).

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Résultantes des forces sismiques de calcul

Tableau IV.3:10 Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	V _{dynamique} (2D)	V _{dynamique} (3D)	Observation
Sens Y-Y	338,85 KN	340,22 KN	Vérifié

Vérification les déplacements latéraux enter- étage :

Tableau IV.3:11 Vérification les déplacements.

Niveau	Déplacement (2D)	Déplacement (3D)	Observation
RDC	0,4	0,3	Vérifié
EC	1,1	1,0	Vérifié

➤ Sens (X-X) :

Vérification de la période :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]
7I 1	5,94	0,17	83,18
7I 2	11,65	0,09	96,26
7I 3	15,76	0,06	96,27
7I 4	21,50	0,05	96,41
7I 5	23,58	0,04	98,49
7I 6	28,02	0,04	98,52
7I 7	30,20	0,03	98,68
7I 8	32,36	0,03	98,68
7I 9	32,52	0,03	98,72
7I 10	34,32	0,03	98,87

Commentaire :

Comme nous l'avons noté précédemment, dans la direction (Y-Y), la période dans ce sens est aussi (X-X) **vérifiée** par rapport à la période en 3D.

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Résultantes des forces sismiques de calcul

Tableau IV.3:12 Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	$V_{\text{dynamique (2D)}}$	$V_{\text{dynamique (3D)}}$	Observation
Sens X-X	307,53 KN	295,45 KN	Vérifié

Vérification les déplacements latéraux enter- étage :

Tableau IV.3:13 Vérification les déplacements.

Niveau	Déplacement (2D)	Déplacement (3D)	Observation
RDC	0,4	0,4	Vérifié
EC	1,0	0,8	Vérifié

IV.4. Conclusion

Dans une **PREMIERE PARTIE**, nous avons étudié l'effet des séismes sur les constructions en Génie Civil et le rôle de RPA dans la détermination de la qualité et la rigidité du bâtiment au effort sismique par des calculs manuels, ainsi que le rôle positif de logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 en facilitant et en extrayant des données plus précises pour les ingénieurs en Génie Civil.

Quant à la **DEUXIEME PARTIE**, nous avons comparé le système de stabilité verticale et le système de stabilité horizontale en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018, où avons-nous obtenu des résultats expliquant l'importance de système vertical par rapport à l'horizontal, d'où toute les conditions étaient vérifiées pour le premier système mentionné.

En fin de ce chapitre, nous avons présenté une méthode de modélisation détaillée, qui est simplifiée à la méthode de modélisation 3D. Ou nous avons modéliser chaque portique sur les deux sens par la suite lié chaque portique entre eux a l'aide d'une poutre nommée Bielle avec des caractéristiques simplifiées déterminée dans le contexte. Nous avons donc atteint des résultats positifs dans lesquels nous avons constaté que nous pouvons utiliser la méthode citée, ou toute les conditions sont vérifiées.

CHAPITRE V :

ETUDE DES ELEMENTS

SECONDAIRE

V. Etude des escaliers

V.1.Définition

C'est une construction architecturale se situent à l'extérieure ou à l'intérieure des édifices. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des palières, qui a pour objectif de faire monter ou descendre d'un étage a un autre.

L'avantage d'escalier en charpente métallique :la facilité d'installation, ne nécessite pas de nombreux éléments de constructions. Mais il présente quelques inconvénients : selon le type de matériaux, il demande un entretien spécifique.

Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composée de deux volée liée à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive en profilée UPN articulée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilée UPN et des marches constituées par des cornières de support et de tôle.

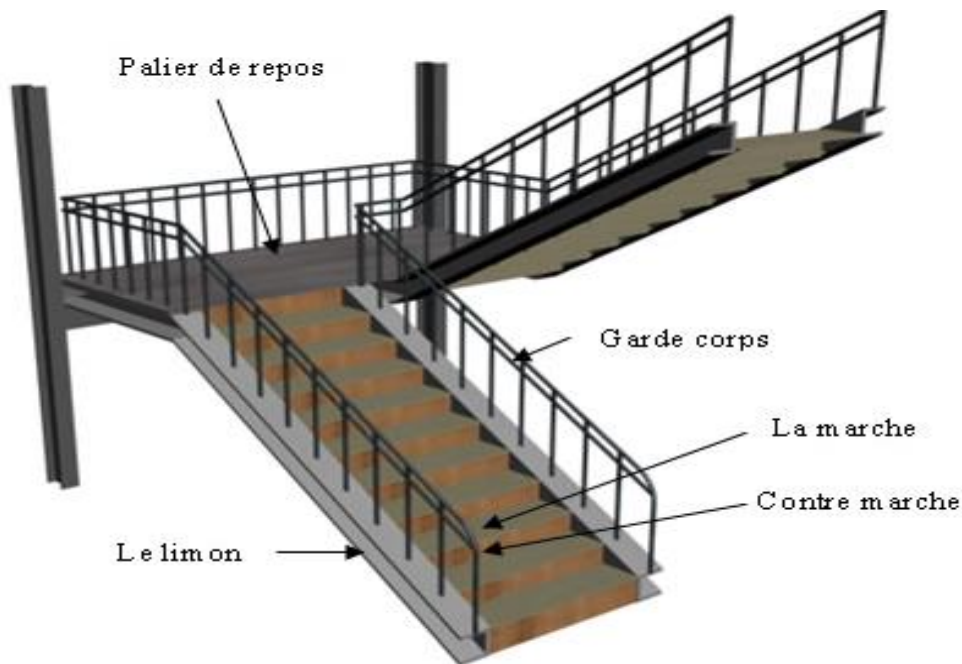


Figure V-1 vue de l'escalier.

Les composantes d'un escalier :

Palier : dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.

Volée : est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Giron : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

Limon : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

V.2.Choix de dimensions

Le choix de dimensionnement d'escalier en charpente métallique se fait selon la condition qui assurent le confort d'escalier est donnée par la formule de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

Avec :

h : Hauteur de la contremarche donné par: $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée.

Remarque : pour notre cas la hauteur d'étage $H=3\text{m}$, pour que la formule de BLONDEL soit vérifiée, nous utiliserons des hauteurs de contre marche différentes.la contremarche de départ ça sera égale $h=11\text{cm}$ et pour les autres seront les mêmes avec $h=17\text{cm}$.

On prend $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow n = \frac{300}{17} = 17$ (contremarche) + 1 (contremarche de 11cm)

Avec $n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches pour chaque volée.

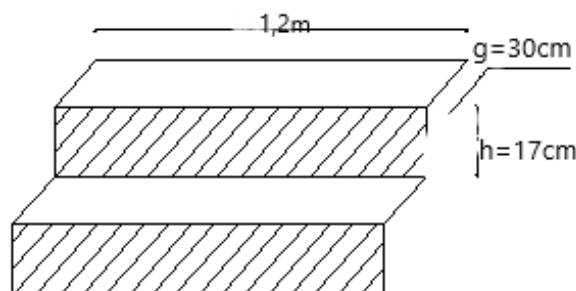


Figure V-2 les dimensions des marches.

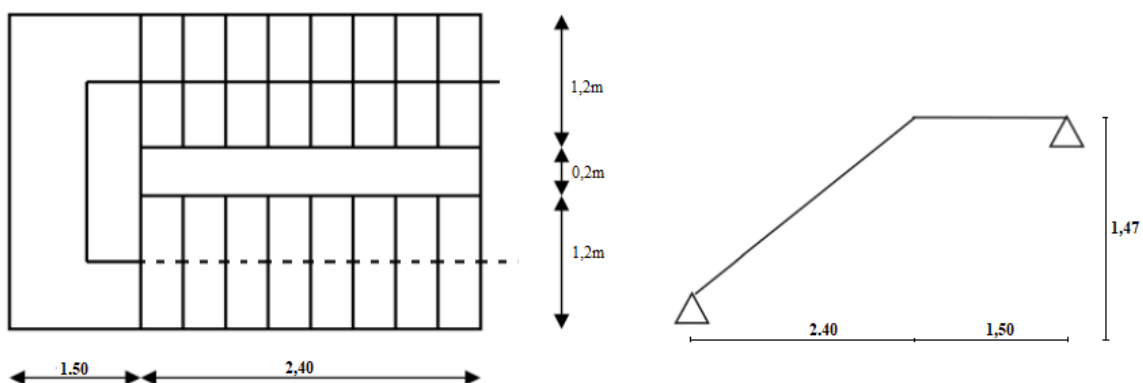


Figure V-3 vue en plan de l'escalier et le schéma statique.

V.3.Calcul des marches

Les marches sont construites par des tôles striées sous forme U d'épaisseur 5mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attache, ces dernières sont boulonnées avec le limon.

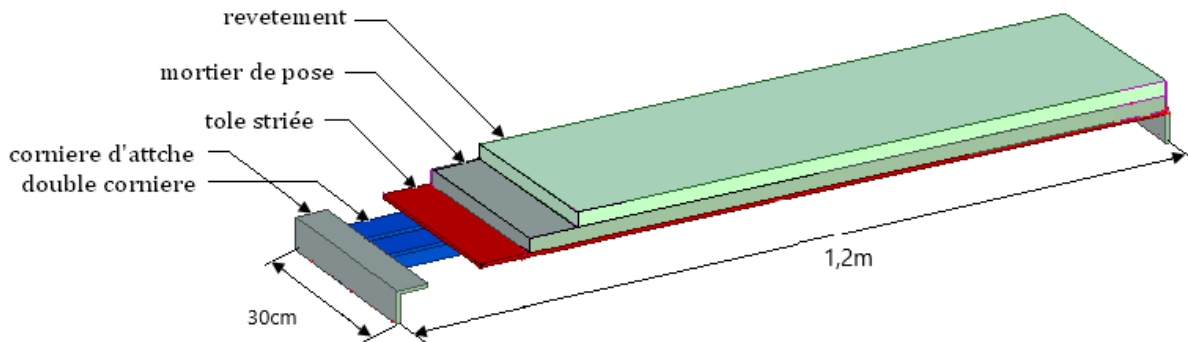


Figure V-4 éléments constructifs d'une marche.

V.3.1. Evaluation des charges et les surcharges

- **La charge permanente**

$$G_{\text{Tôle striée}} \Rightarrow G_{\text{Tôle}} = 85 \times 0,3 = 25,5 \text{ daN/ml} \dots \dots \dots G_{\text{Tôle}} = \mathbf{25,5 \text{ daN/ml}}$$

$$G_{\text{Mortier de pose}} \Rightarrow G_{\text{Mortier}} = 40 \times 0,3 = 12 \text{ daN/ml} \dots \dots \dots G_{\text{Mortier}} = \mathbf{12 \text{ daN/ml}}$$

$$G_{\text{Revetement}} \Rightarrow G_{\text{Revetement}} = 44 \times 0,3 = 13,2 \text{ daN/ml} \dots \dots \dots G_{\text{Revetement}} = \mathbf{13,2 \text{ daN/ml}}$$

$$G_{\text{TOTAL}} = \mathbf{50,7 \text{ daN/ml}}$$

- **La charge d'exploitation**

$$Q_{\text{exp}} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = 250 \times 0,3 = 75 \text{ daN/ml} \dots \dots \dots Q_{\text{exp}} = \mathbf{75 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = \mathbf{75 \text{ daN/ml}}$$

- **Les combinaisons de charge**

ELS: $G_{\text{TOTAL}} + Q_{\text{TOTAL}} = 50,7 + 75 = 125,7 \text{ daN/ml}$.

ELU: $1,35 \times G_{\text{TOTAL}} + 1,5 \times Q_{\text{TOTAL}} = 1,35 \times 50,7 + 1,5 \times 75 = 180,95 \text{ daN/ml}$.

V.3.2. La vérification des marches

- **Vérification de la condition de flèche (ELS)**

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{v\text{max}}$ avec

$$\delta_{v\text{max}} = L/250 \dots \dots \dots (\text{Plancher en général}).$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_Y} \text{ avec: } q_s = 125,7 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_Y} \leq \delta_{v\text{max}} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_Y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$\Rightarrow I_Y \geq \frac{5 \times 125,7 \times 1,2^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 3,36 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$I_3, 36 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ on choisit une cornière **L 40 × 40 × 4 $I_Y = 4, 47 \text{ cm}^4$.**

Avec $P_p = 2,42 \text{ kg/m}$ $q_s = q_s + \text{poind propre de profilé} = 125,7 + 2,42 = 128,12 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 128,12 \times 1,2^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 4,47 \times 10^{-8}} = 0,37 \text{ cm} \Rightarrow f = \mathbf{0,37 \text{ cm}}$$

$$\delta v_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm} \Rightarrow \delta v_{\max} = \mathbf{0,48 \text{ cm}}$$

$f = 0,37 \text{ cm} < \delta v_{\max} = 0,48 \text{ m} \dots \dots \dots$ Condition vérifier.

- **Vérification de la condition de résistance (ELU)**

$$\text{la condition : } M_{sd} \leq M_{cr, d} = W_{pl} \times \frac{f_Y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8} \text{ avec } q_u = [1,35 \times G_{\text{TOTAL}} + 1,5 \times Q_{\text{Total}}] + 1,35 \times P_p$$

$$q_u = [1,35(50,7) + 1,5(75)] + 1,35 \times 2,42 = 184,21 \text{ daN/ml}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 184,21 \times \frac{1,2^2}{8} = 33,16 \text{ daN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{sd} = 33,16 \text{ daN.m.}}$$

$$\Rightarrow M_{cr, d} = 3,05 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1} = 65,16 \text{ daN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{cr, d} = 65,16 \text{ daN.m.}}$$

$M_{sd} = 33,16 \text{ daN.m} < M_{cr, d} = 65,16 \text{ daN.m} \dots \dots \dots$ condition vérifier.

- **Vérification au cisaillement**

$$\text{la condition : } V_{sd} \leq V_{plr, d} = \frac{A_V \times f_Y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = q_u \times \frac{L}{2} = 184,21 \times \frac{1,2}{2} = 110,53 \text{ daN} \Rightarrow \mathbf{V_{sd} = 110,53 \text{ daN.}}$$

$$A_V = L \times t = 40 \times 4 = 160 \text{ mm}^2.$$

$$\Rightarrow V_{plr, d} = \frac{160 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 1973,49 \text{ daN} \Rightarrow \mathbf{V_{plr, d} = 1973,49 \text{ daN.}}$$

$V_{sd} = 110,53 \text{ daN} < V_{plr, d} = 1973,49 \text{ daN} \dots \dots \dots$ condition vérifier.

La cornière L 40x40x4 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, la vérification de moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

V.4.Calcul de limon

Le limon est une pièce en bois, en pierre ou en métal (comme exemple notre cas), utilisée dans la construction des escaliers. C'est en effet grâce a cette pièce d'appui que peuvent être fixée et assemblées les marches et contremarches. [1]

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. [2] Comme indiquée sur la figure :

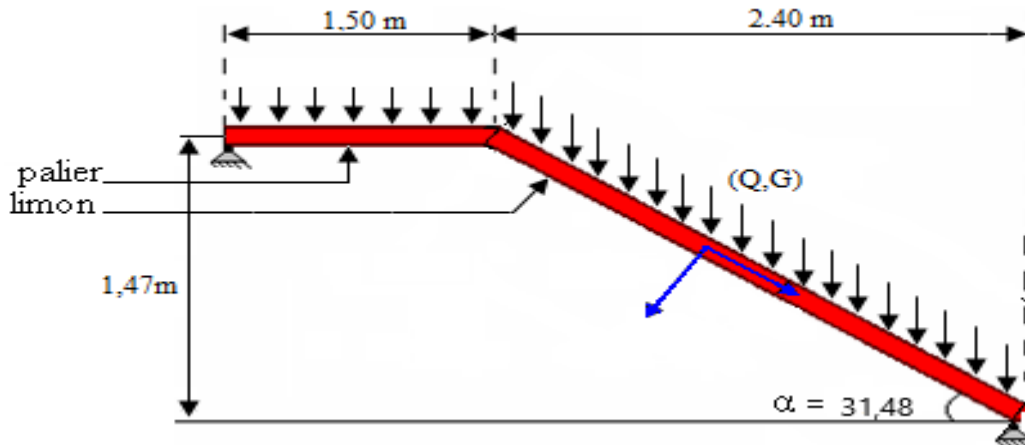


Figure V-5 La distribution des charges sur un limon.

V.4.1. Evaluation des charges

1. Charges et surcharges sur la VOLEE

• **La charge permanente :**

$$G_{\text{Tôle striée}} \Rightarrow G_{\text{Tôle}} = \frac{1}{2} \times (85 \times 1,2) = 51 \text{ daN/ml} \dots \dots \dots G_{\text{Tôle}} = 51 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{Mortier de pose}} \Rightarrow G_{\text{Mortier}} = \frac{1}{2} \times (40 \times 1,2) = 24 \text{ daN/ml} \dots \dots G_{\text{Mortier}} = 24 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{Revetement}} \Rightarrow G_{\text{Revetement}} = \frac{1}{2} \times (44 \times 1,2) = 26,4 \text{ daN/ml} \dots \dots G_{\text{Revetement}} = 26,4 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{Cornière}} \Rightarrow \dots \dots \dots G_{\text{cornière}} = 2,42 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{Garde corp}} \Rightarrow \dots \dots \dots G_{\text{GC}} = 100 \text{ daN/ml.}$$

$$\underline{G_{\text{TOTAL}} = 203,82 \text{ daN/ml.}}$$

• **La charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{exp}} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = \frac{1}{2} (250 \times 1,2) = 150 \text{ daN/ml} \dots \dots \dots Q_{\text{exp}} = 150 \text{ daN/ml}$$

$$\underline{Q_{\text{TOTAL}} = 150 \text{ daN/ml}}$$

• **Les combinaisons de charge :**

ELS: $G_{\text{TOTAL}} + Q_{\text{TOTAL}} = 203,82 + 150 = 353,82 \text{ daN/ml.}$

ELU: $1,35 \times G_{\text{TOTAL}} + 1,5 \times Q_{\text{TOTAL}} = 1,35 \times 203,82 + 1,5 \times 150 = 500,16 \text{ daN/ml.}$

• **La projection sur l'axe (Z-Z) ELS :**

$$F_z = F \times \cos(\alpha^\circ) = 353,82 \times \cos(31,48^\circ) = 301,75 \text{ daN/ml} \Rightarrow F_z = 301,75 \text{ daN/ml.}$$

• **Vérification de la condition de flèche (ELS)**

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{v\text{max}}$ avec

$$\delta_{v\text{max}} = L/250 \dots \dots \dots (\text{Plancher en général}).$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \text{ avec: } q_s = 407,56 \text{ daN/ml.}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_Y} \leq \delta v_{\max} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_Y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$\Rightarrow I_Y \geq \frac{5 \times 301,75 \times 2,82^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 1,05 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$I_Y \geq 105 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ on choisit un UPN 100 $I_Y = 206 \text{ cm}^4$.

Avec $P_p = 10,6 \text{ kg/m}$ $q_s = q_s + \text{poid propre de profilé} = 301,75 + 10,6 = 312,35 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 312,35 \times 2,82^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 206 \times 10^{-8}} = 0,59 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{f = 0,59 \text{ cm}}$$

$$\delta v_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{282}{250} = 1,13 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\delta v_{\max} = 1,13 \text{ cm}}$$

$f = 0,59 \text{ cm} < \delta v_{\max} = 1,13 \text{ cm}$ Condition vérifier.

ELU: $1,35 \times G_{\text{TOTAL+PP}} + 1,5 \times Q_{\text{TOTAL}} = 1,35 \times 214,42 + 1,5 \times 150 = 514,47 \text{ daN/ml}$.

• **La projection sur l'axe (Z-Z) ELU :**

$F_Z = F \times \cos(\alpha^\circ) = 514,47 \times \cos(31,48^\circ) = 438,75 \text{ daN/ml} \Rightarrow F_Z = 438,75 \text{ daN/ml}$.

• **Vérification de la condition de résistance (ELU)**

$$\text{la condition : } M_{sd} \leq M_{cr, d} = W_{pl} \times \frac{f_Y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8} \text{ avec } q_u = 438,75$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 438,75 \times \frac{2,82^2}{8} = 436,14 \text{ daN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{sd} = 436,14 \text{ daN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{cr, d} = 49 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1} = 2200,45 \text{ daN.m} \Rightarrow \mathbf{M_{cr, d} = 1046,82 \text{ daN.m}}$$

$M_{sd} = 436,14 \text{ daN.m} < M_{cr, d} = 1046,82 \text{ daN.m}$ condition vérifier.

• **Vérification au cisaillement**

$$\text{la condition : } V_{sd} \leq V_{plr, d} = \frac{A_V \times f_Y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = q_u \times \frac{L}{2} = 438,75 \times \frac{2,82}{2} = 618,64 \text{ daN} \Rightarrow \mathbf{V_{sd} = 618,64 \text{ daN}}$$

$$A_V = 623,25 \text{ mm}^2.$$

$$\Rightarrow V_{plr, d} = \frac{623,25 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 7687,35 \text{ daN} \Rightarrow \mathbf{V_{plr, d} = 7687,35 \text{ daN}}$$

$V_{sd} = 618,64 \text{ daN} < V_{plr, d} = 7687,35 \text{ daN}$ condition vérifier.

Le profilé UPN100 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, la vérification de moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

V.5.Dimensionnement de la poutre d'appui

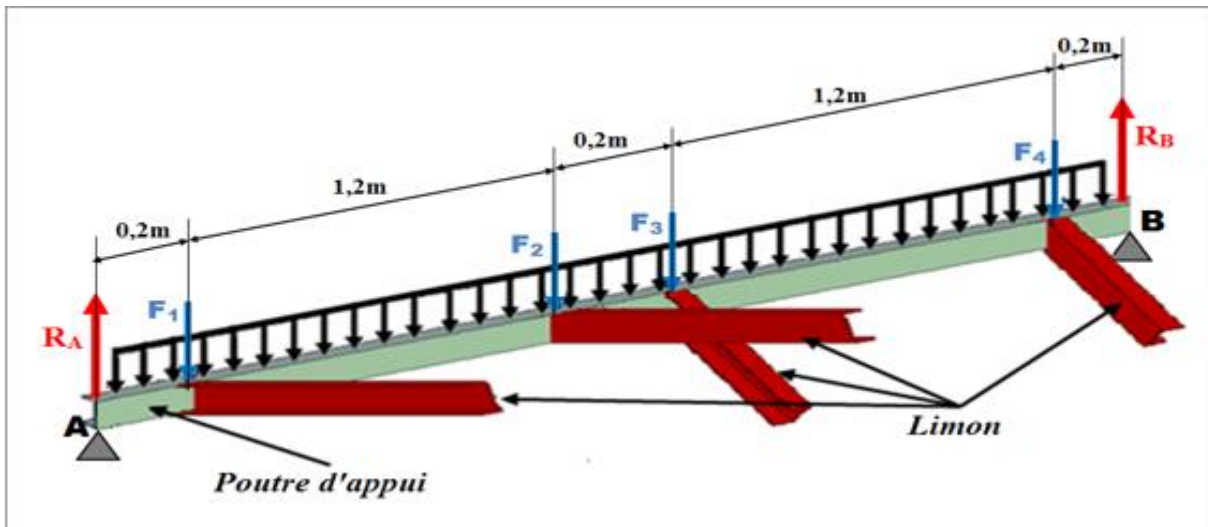


Figure V-6 Distribution des charges sur la poutre porteuse.

La longueur de la poutre est : L=3m

On considère que les quatre limons ont la même charge et même longueur, et on va estimer que la poutre d'appui est : **UPN 180**.

✓ Les caractéristiques sont :

TableauV:1 Caractéristique de UPN180

Profilé	Poids G (kg/m)	Section A (cm ²)	Dimensions						Caractéristiques					
			h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	I _z (mm ⁴) x10 ⁴	W _{plY} (mm ³) x10 ³	W _{plZ} (mm ³) x10 ³	i _y (mm) x10	i _z (mm) x10
UPN180	21,9	27,9	180	70	11	8	133	11	1350	788,1	150	42.9	7	2,02

V.5.1. Evaluation des charges

1. La charge répartie

- La charge permanente :

$$G_{\text{Tôle striée}} \Rightarrow G_{\text{Tôle}} = \frac{1}{2} \times (85 \times 1,5) = 63,75 \text{ daN/ml} \dots \dots \dots G_{\text{Tôle}} = 63,75 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{Mortier de pose}} \Rightarrow G_{\text{Mortier}} = \frac{1}{2} \times (40 \times 1,5) = 30 \text{ daN/ml} \dots \dots \dots G_{\text{Mortier}} = 30 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{Revetement}} \Rightarrow G_{\text{Revetement}} = \frac{1}{2} \times (44 \times 1,5) = 33 \text{ daN/ml} \dots \dots \dots G_{\text{Revetement}} = 33 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{UPN180}} \Rightarrow \dots \dots \dots G_{\text{UPN180}} = 21,9 \text{ daN/ml.}$$

$$\underline{\underline{G_{\text{TOTAL}} = 148,65 \text{ daN/ml.}}}$$

$$f_1 = f_4 = \frac{q' \times a_1}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_1^2)$$

$$= \frac{1133,41 \times 200}{48 \times 21000 \times 1350 \times 10^4} (3 \times 3000^2 - 4 \times 200^2) \Rightarrow f_1 = f_4 = 0,45 \text{ mm.}$$

$$f_2 = f_3 = \frac{q' \times a_2}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_2^2)$$

$$= \frac{1133,41 \times 1400}{48 \times 21000 \times 1350 \times 10^4} (3 \times 3000^2 - 4 \times 1400^2) \Rightarrow f_2 = f_3 = 2,23 \text{ mm.}$$

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 = 2 \times 0,45 + 2 \times 2,23 \Rightarrow F = 5,36 \text{ mm.}$$

Donc la flèche égale:

$$f = f + F = 1,23 + 5,36 = 6,59 \text{ mm} \Rightarrow f = 6,59 \text{ mm.}$$

$$\delta v_{\max} = \frac{L}{250} \Rightarrow \delta v_{\max} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm} \Rightarrow \delta v_{\max} = 12 \text{ mm.}$$

$$f = 6,59 \text{ mm} < \delta v_{\max} = 12 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

4. Vérification de la condition de résistance (ELU)

$$\text{la condition : } M_{sd} \leq M_{cr,d} = W_{pl} \times \frac{f_Y}{\gamma_{M0}}$$

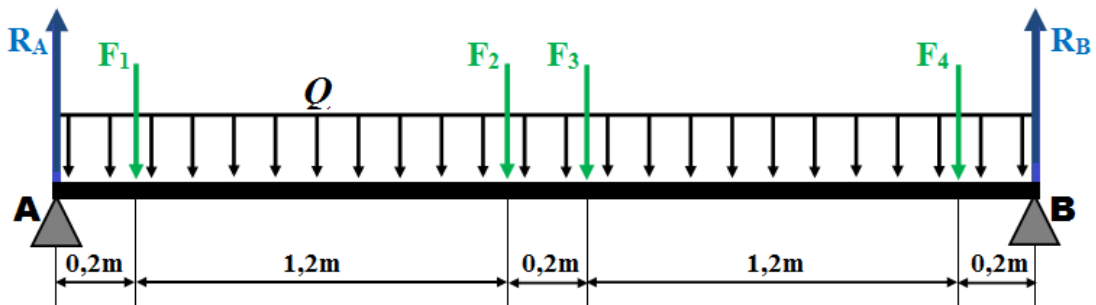


Figure V-7 Distribution des charges sur la poutre palière.

- Calcul les réactions RA et RB :

$$\begin{cases} \sum F_{ext} = 0 \dots \dots \dots .01 \\ \sum M/A = 0 \dots \dots \dots .02 \end{cases}$$

A partir de la 1^{ère} équation, on détermine les réactions :

$$R_A = R_B = \frac{K \times L + 4 \times K'}{2} = \frac{(452,36 \times 3) + (4 \times 1609,42)}{2}$$

$$R_A = R_B = 3897,38 \text{ daN.}$$

✓ **Calcul moment max M_{max} :**

Le moment fléchissant max M_{max} se trouve à $\frac{L}{2}$

$$M_{max} = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{K \times L^2}{8} - K' \times (L - a_1) - K' \times (L - a_2)$$

$$= \frac{R_A \times L}{2} - \frac{K \times L^2}{8} - K' \times (L - a_1 - a_2).$$

$$M_{max} = \frac{3897,38 \times 3}{2} - \frac{452,36 \times 3^2}{8} - 1609,42 \times (3 - 0,2 - 1,4).$$

$$M_{max} = M_{sd} = 3083,98 \text{ daN. m.}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_Y}{\gamma_{M_0}} = \frac{179 \times 23,5}{1,1} = 3824,10 \text{ daN. m} \Rightarrow M_{c,Rd} = 3824,10 \text{ daN. m.}$$

$M_{sd} = 3083,98 \text{ daN. m} < M_{c,Rd} = 3824,10 \text{ daN. m} \dots \dots \dots$ condition vérifier.

Le profilé UPN180 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, la vérification de moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

V.6. Conclusion

Le résumé des résultats obtenus :

Eléments	Profils obtenus
Marches	L 40x40x4
Limon	UPN 100
Poutre Palière	UPN 180

Dans notre étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévue en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, les calculs de limon et le palie de repos, Aussi pour le limon on a utilisé des poutres UPN. Et en ce qui concerne les marches on a adopté la conception la plus utilisée, constitue d'une tôle striée rigidifié par des cornières jumelées. Il faut signaler aussi que les escaliers contiennent deux volées.

CHAPITRE VI :

CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1. INTRODUCTION

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants.

Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés **assemblages**.

Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est mise en cause. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte trois fonctions suivantes :

- ✓ Transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux.
- ✓ Correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, etc. ...)
- ✓ Assures l'esthétique de l'ouvrage.

1. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

- **Le boulonnage:**

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisée construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

- **Le soudage:**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs.

Le soudage à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion des pièces de métal à assembler.

2. Calcul des assemblages

Le calcul des assemblages se fait sous les normes de l'EC3 et CCM97.

3. Les coefficients

Coefficients partiels de sécurité : (chap.6.1.2 – Eurocode 3)

- ✓ Résistance des boulons au cisaillement : = 1,25.
- ✓ Résistance des boulons à traction : = 1,50.

Coefficient de frottement : (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

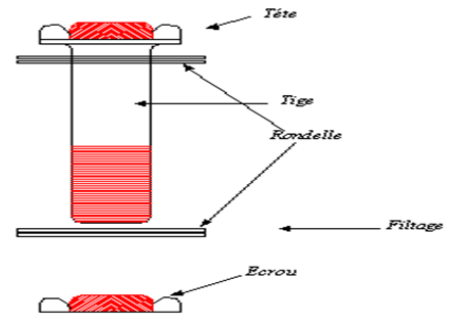


Figure VI.1-1 Caractéristique d'un boulon.

VI.2. Calcul des assemblages

VI.2.1. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)

Cet assemblage ne transmet qu'un effort tranchant, la transmission de cet effort s'effectue uniquement par l'intermédiaire des âmes des profilés à assemblés, l'aile supérieure des solives et de la poutre principale du plancher sont au même niveau donc il est nécessaire d'échancrer les solives.

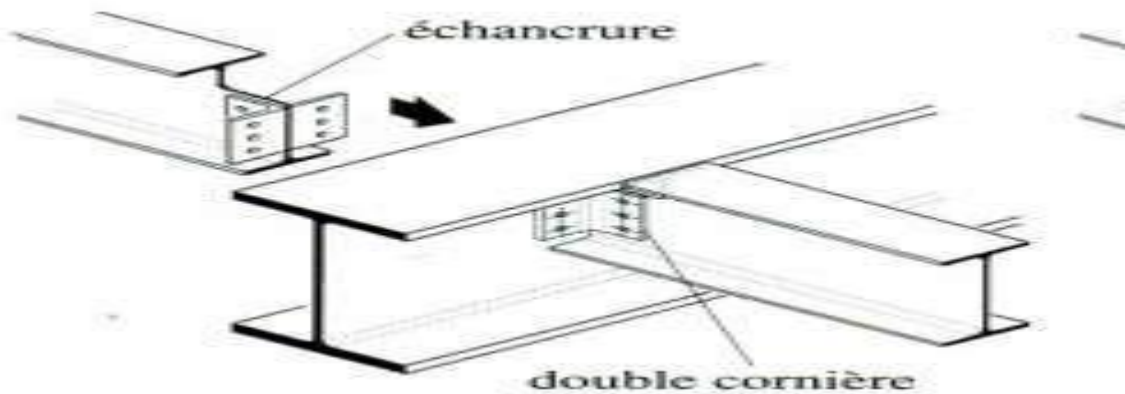


Figure VI.2-1 Assemblage solive-poutre principale.

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st} = 65,81$ KN.

1. Dimensionnement des boulons :

- **Les boulons de la solive :**

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par : classe (8.8) avec : $f_u = 640$ MPA et $f_{ub} = 800$ MPA

La résistance au glissement d'un boulon précontraint est donnée par la relation :

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu}{\gamma_{M3}} \times F_{pc} \quad \text{avec } F_{pc} = 0,7 \times f_{bu} \times A_s \quad \Rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.1. (2).}$$

Et la condition de glissement :

$$\frac{V_{sd}}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

Avec :

$F_{s,Rd}$: Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint;

F_{pc} : Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage) ;

n : Nombre d'interface de frottement;

μ : Coefficient de frottement;

K_s : Facteur de forme;

$$\gamma_{M3} = 1,25 .$$

A partir de la relation de résistance et la condition de glissement :

$$A_s \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{M3}}{K_s \times n_b \times n \times \mu \times 0,7 \times f_{bu}} \Rightarrow A_s \geq \frac{65,81 \times 1,25}{1 \times 2 \times 2 \times 0,3 \times 0,7 \times 800}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 244,83 \text{ mm}^2.$$

on adopte des boulons de type M20 $\Rightarrow A_s = 245 \text{ mm}^2$.

- **Les boulons de la poutre principale :**

On adopte le meme diametre celle de la solive $A_s = 245 \text{ mm}^2$.

2. Disposition géométrique

Cornière : On choisit une double cornière de 2 (L50x50x50), disposée de 02 trous.

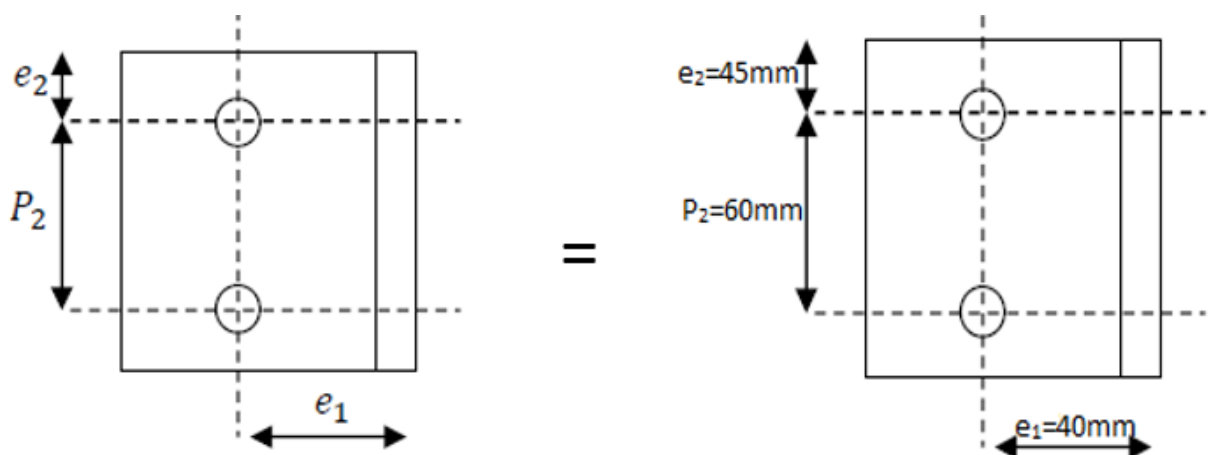


Figure VI.2-2 la disposition géométrique.

$$d_0 = d + 2\text{mm pour (M16 – M24) donc } d_0 = 22 \text{ mm}$$

- **Pince :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40\text{mm} \Rightarrow 1,2 \times 22 \leq e_1 \leq 4 \times 5 + 40 \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 60 \text{ mm}$$

d'ou $e_1 = 40\text{mm}$.

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40\text{mm} \Rightarrow 1,5 \times 22 \leq e_2 \leq 4 \times 5 + 40 \Rightarrow 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 60 \text{ mm}$$

d'ou $e_2 = 45 \text{ mm}$.

- **Entre Axe :**

$$2,4d_0 \leq P_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 2,4 \times 22 \leq P_2 \leq \min(14 \times 5, 200)$$

$\Rightarrow 52,8\text{mm} \leq P_2 \leq 70 \text{ mm}$. d'ou $P_2 = 60 \text{ mm}$.

3. Vérification des boulons au cisaillement :

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 8.8 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{S,Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu}{\gamma_{M3}} \times F_{pc} \quad , \quad F_{pc} = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

Avec :

n: le nombre de surface de contact.

K_s : dépend de la forme des trous. notre cas des trous normaux

μ : le coefficient de frottement ddes pièces assemblées dépend du traitement de la surface.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{S,Rd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{65,81}{2} = 32,91 \text{ KN}$$

$$F_{S,Rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 2 \times 0,7 \times 800 \times 2,45}{1,25} \times 10^{-1} = 65,86 \text{ KN} \Rightarrow F_{S,Rd} = 65,86 \text{ KN}$$

$V/n_b = 32,91 \text{ KN} < F_{S,Rd} = 65,86 \text{ KN} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

4. Vérification de la pression diamétrale :

La condition à vérifier :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

f_u : limite de rupture en traction des pièces assemblées

t: l'épaisseur minimale des pièces assemblées.

d: diamètre du boulon.

Coefficient α_b :

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\alpha_d = \begin{cases} \frac{e_1}{3d_0} & \text{pour les boulons de rives} \\ \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} & \text{pour les boulons intérieures} \end{cases}$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,61; 0,66; 2,22; 1) = 0,61 \Rightarrow \alpha_b = 0,61$$

Coefficient K_1 :

$$K_1 = \min\left[\left(\left(\frac{2,8e_2}{d_0}\right) - 1,7\right); 2,5\right] \text{ pour les boulons de rives}$$

D'où

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 20 \times 5 \times 360}{1,25} = 43,92 \text{ KN} \Rightarrow F_{b,Rd} = 43,92 \text{ KN}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{65,81}{2} = 32,91 \text{ KN}$$

$$V/n_b = 32,91 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 43,92 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

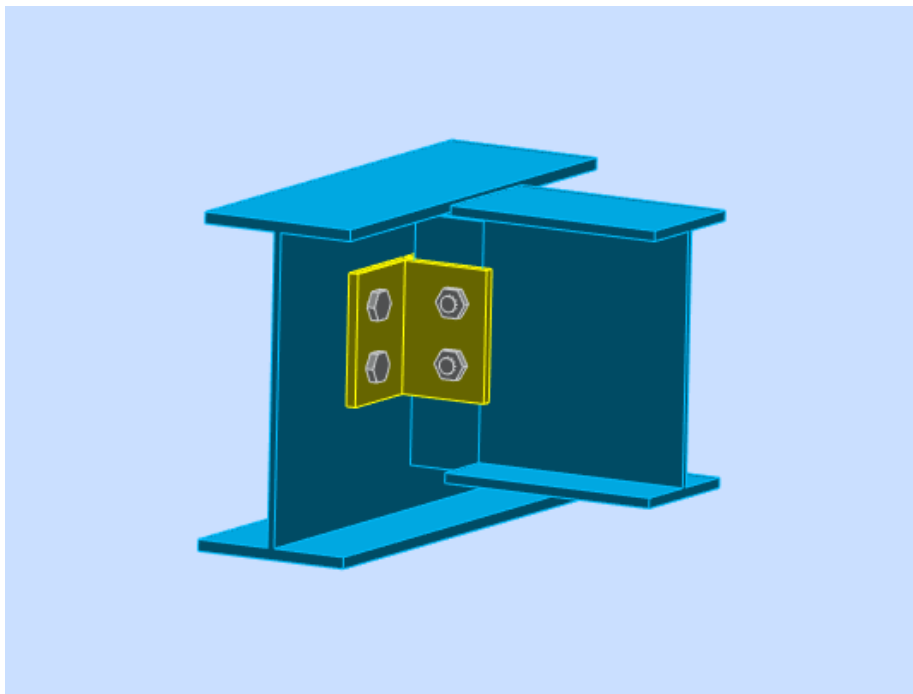


Figure VI.2-3 vue assemblage poutre-solive en 3D.

VI.2.2. Assemblage Poteau – Poutre Principale (HEA 160 – IPE 330)

L'assemblage fait par platine entre une poutre IPE330 et un poteau HEA160 avec un épaisseur de $t = 15 \text{ mm}$ sollicité par : $M_{sd} = 128,05 \text{ KN.m}$; $V = 148,81 \text{ KN}$.

Selon la modélisation sur le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018, l'assemblage est constitué de 8 boulons H.R de classe (10.9).

La combinaison la plus défavorable est donnée par le logiciel est : $G + Q + 1,2E_Y$.

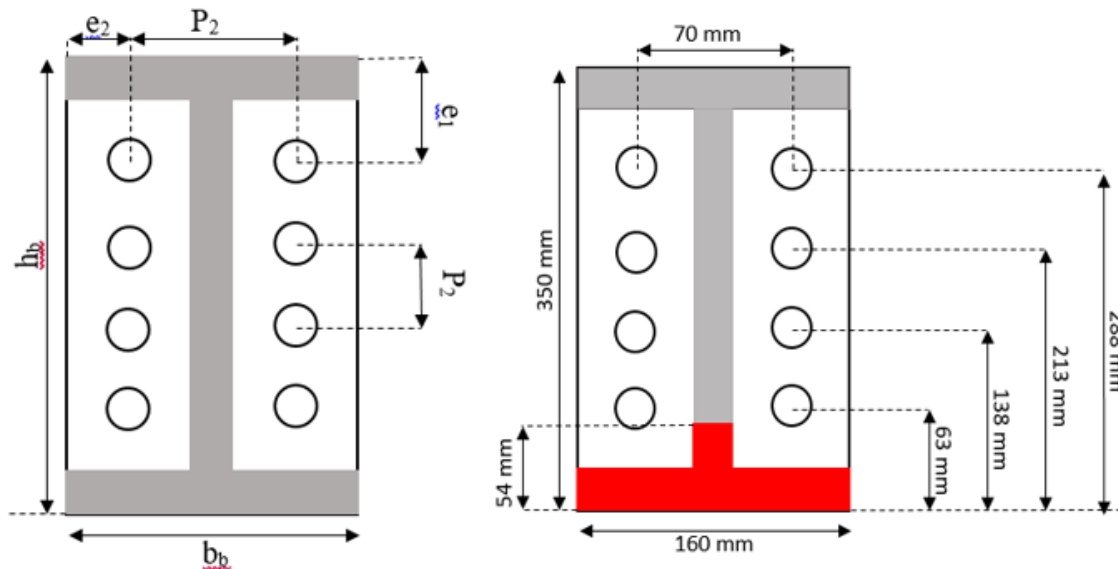


Figure VI.2-4 L'assemblage poteau poutre par platine.

$$d_1 = 288 \text{ mm}$$

$$d_2 = 213 \text{ mm}$$

$$d_3 = 138 \text{ mm}$$

$$d_4 = 63 \text{ mm}$$

La zone tendue est définie par x :

Caractéristique du poteau HEA 160 :

$$t_w = 6.00 \text{ mm} ; t_f = 90 \text{ mm} ; b = 160 \text{ mm}$$

Caractéristique de la poutre IPE 330 :

$$t_w = 7,5 \text{ mm} ; t_f = 11,5 \text{ mm} ; b = 160 \text{ mm}$$

$$x = t_{f,b} \times \sqrt{\frac{b_b}{t_{w,b}}} \Rightarrow x = 11,5 \times \sqrt{\frac{160}{7,5}} = 54 \text{ mm} \Rightarrow x = 54 \text{ mm}.$$

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les trois rangées supérieures de boulons.

1. Calcul le diamètre des boulons

• Détermination les efforts dans les boulons

$$N_i \leq n \times F_p \Rightarrow N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : l'effort sollicitant sur les boulons

M_{sd} : le moment sollicitant sur les boulons

d_i : distance entre le point de rotation et l'axe du boulon

n : le nombre de colone de boulon

F_p : l'effort précontraint

$$\sum d_i^2 = (288^2 + 213^2 + 138^2) = 147357 \text{ mm}^2 \Rightarrow \sum d_i^2 = 147357 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{128,05 \times 10^3 \times 288}{147357} = 250,27 \text{ KN} \Rightarrow N_1 = \mathbf{250,27 \text{ KN}}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{128,05 \times 10^3 \times 213}{147357} = 185,10 \text{ KN} \Rightarrow N_2 = \mathbf{185,10 \text{ KN}}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{128,05 \times 10^3 \times 138}{147357} = 119,92 \text{ KN} \Rightarrow N_3 = \mathbf{119,92 \text{ KN}}$$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne niveau (N1).

- **Détermination de la section des boulons**

Il faut vérifier que : $N_i \leq n \times 0,7 \times A_s \times f_{ub}$ avec $f_{ub} = 1000 \text{ MPA}$ (boulons HR 10.9)

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \times 0,7 \times f_{ub}} \Rightarrow A_s \geq \frac{250,27 \times 10^3}{2 \times 0,7 \times 1000} \Rightarrow A_s \geq 178,76 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR de classe (10.9) de diamètre **$d=18 \text{ mm}$** avec un diamètre de trou égale :

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18 + 2 = 20\text{mm} \Rightarrow \mathbf{d_0 = 20\text{mm}}$$

- **Pince transversale e_2**

$$e_{2,\min} = 1,5d_0 \leq e_2 \leq e_{2,\max} = \max(12t ; 150\text{mm})$$

$$e_{2,\min} = 30\text{mm} \leq e_2 = 45\text{mm} \leq e_{2,\max} = 180\text{mm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Entraxe transversale P_2**

$$P_{2,\min} = 3d_0 \leq P_2 \leq P_{2,\max} = \max(14t ; 200\text{mm})$$

$$P_{2,\min} = 60\text{mm} \leq P_2 = 70\text{mm} \leq P_{2,\max} = 210\text{mm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Pince longitudinale e_1**

$$e_{1,\min} = 1,2d_0 \leq e_1 \leq e_{1,\max} = \max(12t ; 150\text{mm})$$

$$e_{1,\min} = 24\text{mm} \leq e_1 = 62\text{mm} \leq e_{1,\max} = 180\text{mm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Entraxe longitudinale P_1**

$$P_{1,\min} = 2,2d_0 \leq P_1 \leq P_{1,\max} = \max(14t ; 200\text{mm})$$

$$P_{1,\min} = 44\text{mm} \leq P_1 = 75\text{mm} \leq P_{1,\max} = 210\text{mm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

2. Vérification la résistance de l'assemblage aux moments résistants

la condition à vérifier : $M_R \geq M_{sd} = 128,05 \text{ KN.m}$

$$M_R = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 192 \times 1000 = 134,4 \text{ KN} \Rightarrow F_p = 134,4 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 134,4 \times 147357}{288} = 137,533 \text{ KN.m} \Rightarrow \mathbf{M_R = 137,533 \text{ KN.m}}$$

$M_R = 137,533 \text{ KN.m} > M_{sd} = 128,05 \text{ KN.m}$ condition vérifié

3. Vérification la résistance de l'assemblage aux efforts tranchants

la condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd} = K_s \times F_p \times m \times \frac{\mu}{\gamma_{Ms}}$

$m = 1$ (nombre d'interface de frottement).

$K_s = 1$ (pour les trous de tolérance normale)

$\mu = 0,3$ (coefficient de frottement des pièces)

$\gamma_{Ms} = 1,25$ (pour les trous de tolérance normale)

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}, \quad n: \text{nombre des boulons}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{148,81}{8} = 18,60 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{F_{v,sd} = 18,60 \text{ KN}}$$

$$F_{s,rd} = K_s \times F_p \times m \times \frac{\mu}{\gamma_{Ms}} = 1 \times 134,4 \times 1 \times \frac{0,3}{1,25} = 32,26 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{F_{s,rd} = 32,26 \text{ KN}}$$

$F_{v,sd} = 18,60 \text{ KN} < F_{s,rd} = 32,26 \text{ KN}$ condition vérifié

La résistance en glissement d'un boulon précontraint HR et supérieur à l'effort tranchant, il convient parallèlement de vérifier la résistance de l'âme de poteau :

- Dans la zone tendue.
- Dans la zone comprimée.
- Dans la zone cisailée.

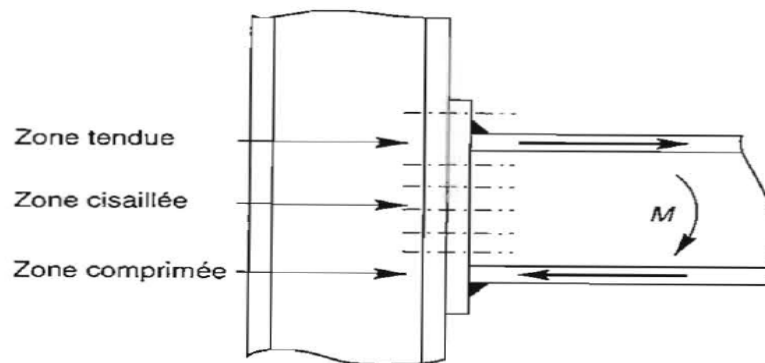


Figure VI.2-5 les zone à vérifier dans l'âme de poteau

➤ **Résistance de l'âme du poteau en traction (dans la zone tendue)**

La condition à vérifier : $F_t \geq F_v$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_{f,c}} = \frac{128,05 \times 10^3}{350 - 11,5} = 378,29 \text{ KN} \Rightarrow F_v = \mathbf{378,29 \text{ KN}}$$

$$F_t = f_y \times t_{w,c} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad ; b_{eff} = t_{f,b} + 2t_p + 5(t_{f,c} + r_c) = 161,5 \text{ mm} \Rightarrow b_{eff} = 161,5 \text{ mm}$$

$$F_t = 235 \times 6 \times \frac{161,5}{1} = 227,72 \text{ KN} \Rightarrow F_t = \mathbf{227,72 \text{ KN}}$$

$$F_t = 227,72 \text{ KN} < F_v = 378,29 \text{ KN} \quad \text{condition non vérifié}$$

Remarque :

L'âme du poteau nécessite un raidisseur pour renforcer sa résistance à la traction, son épaisseur soit égale à l'épaisseur de l'âme de poteau $t_{raid} = 6 \text{ mm}$.

$$F_t = f_y \times (t_{w,c} + t_{rai}) \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_t = 235 \times (6 + 6) \times \frac{161,5}{1} = 455,430 \text{ KN} \Rightarrow F_t = \mathbf{455,430 \text{ KN}}$$

$$F_t = 455,430 \text{ KN} > F_v = 378,29 \text{ KN} \quad \text{condition vérifié}$$

➤ **Résistance de l'âme de poteau au cisaillement (dans la zone cisailée)**

La condition à vérifier : $F_v \leq V_R$

$$V_R = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_{w,c}}{\gamma_{M0}} = 0,58 \times 235 \times 350 \times \frac{6}{1} = 286,23 \text{ KN} \Rightarrow V_R = \mathbf{286,23 \text{ KN}}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_{f,b}} = \frac{128,05 \times 10^3}{350 - 11,5} = 378,29 \text{ KN} \Rightarrow F_v = \mathbf{378,29 \text{ KN}}$$

$$F_v = 378,29 \text{ KN} > V_R = 286,23 \text{ KN} \quad \text{condition non vérifier}$$

Remarque :

L'âme du poteau nécessite un raidisseur pour renforcer sa résistance en cisaillement, son épaisseur soit égale à l'épaisseur de l'âme de poteau $t_{raid} = 6 \text{ mm}$.

$$V_R = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{(t_{w,c} + t_{raid})}{\gamma_{M0}} = 0,58 \times 235 \times 350 \times \frac{6 + 6}{1} = 572,46 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_R = \mathbf{572,46 \text{ KN}}$$

$$F_v = 378,29 \text{ KN} < V_R = 572,46 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

4. Soudure de la platine

- Cordon de soudure

Épaisseur de la platine : $e_p = 15 \text{ mm}$

Épaisseur de la semelle IPE330 : $t_f = 12$

Épaisseur de l'âme IPE330 : $t_w = 8 \text{ mm}$

D'où on prend une valeur commune $a = \mathbf{8 \text{ mm}}$

- Vérification de la soudure de la semelle a la traction

La condition à vérifier : $N_{sd} \leq F_{w,rd}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{128,05}{330} = 388,03 \text{ KN.}$$

$$F_{w,rd} = \frac{(a \times \Sigma l \times f_u)}{(\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw})}$$

Avec

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\Rightarrow \beta_w = 0.8 ; \gamma_{mw} = 1.25$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\Rightarrow \Sigma l = 464 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{(8 \times 464 \times 360)}{(\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25)} = 944,92 \text{ KN.}$$

$N_{sd} = 388,03 \text{ KN} < F_{w,rd} = 944,92 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

La condition à vérifier est : $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\Rightarrow \beta_w = 0.8 ; \gamma_{mw} = 1.25$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\Rightarrow \Sigma l = 306 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{(8 \times 306 \times 360)}{(\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25)} = 508,81 \text{ KN.}$$

$V_{sd} = 148,81 \text{ KN} < F_{v,rd} = 508,81 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifié .

VI.2.3. Assemblage des éléments de contreventement

VI.2.3.1. Contreventement en X (2 UPN 120)

Cet assemblage est réaliser avec boulonnage (des boulons de H.R de classe 8.8) de la barre de contreventement avec le gousset (l'épaisseur de gousset $t_g = 10 \text{ mm}$ $L = 600 \text{ mm}$ et $l = 600 \text{ mm}$).

1. L'effort sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.2E_y$ (donnée par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018) est :

$$N_{sd} = N_{\max} = 191,82 \text{ KN}$$

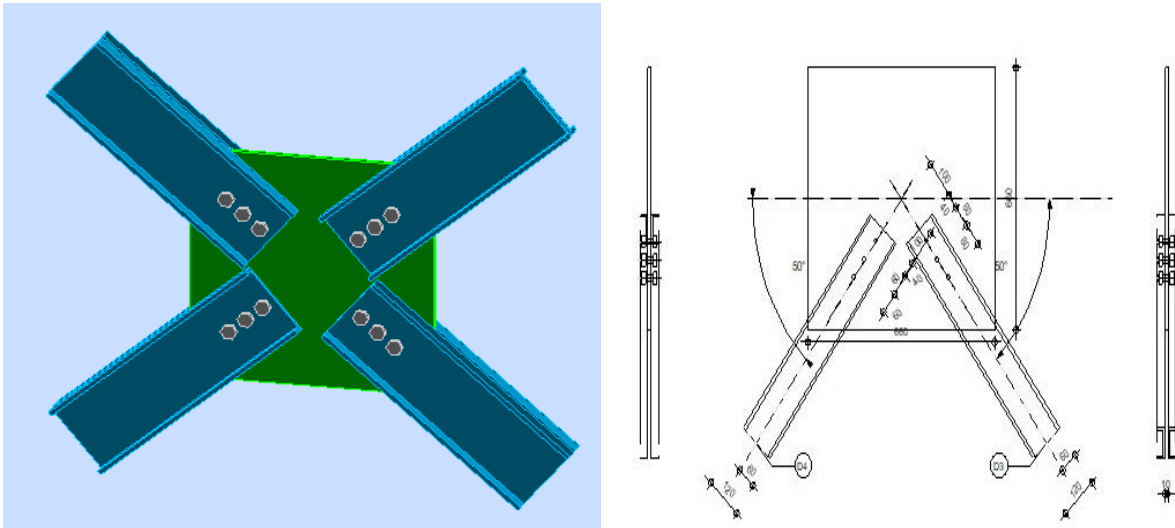


Figure VI.2-6 Assemblage contreventement X.

2. Détermination de la section des boulons

À partir de la condition de résistance au cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \alpha_v \times m \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} \leq F_{v,rd} = \alpha_v \times m \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd}/n \times \gamma_{m2}}{\alpha_v \times m \times f_{ub}}$$

Avec :

$m = 1$: nombre de plans de cisaillement

$n = 3$: nombre de boulons

$F_{v,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,sd}$: effort de cisaillement de calcul par boulon

f_{ub} : La résistance à la rupture des boulons

A_s : section de boulon

Si le plan de cisaillement passe par la partie filée :

$$\alpha_v = 0,6 \text{ pour les classe (4.6; 5.6; 8.8)}$$

$$\alpha_v = 0,5 \text{ pour les classe (4.8; 5.8; 6.8; 10.9)}$$

Si le plan de cisaillement passe par la partie lisse :

$$\alpha_v = 0,6 \text{ pour toutes les classe}$$

$$A_s \geq \frac{N_{sd}/n \times \gamma_{m2}}{\alpha_v \times m \times f_{ub}} \Rightarrow A_s \geq \frac{191,82/3 \times 10^3 \times 1,25}{0,6 \times 1 \times 800} \Rightarrow A_s \geq 166,51 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de $d = 18 \text{ mm}$ avec $A_s = 192 \text{ mm}^2$ et un trou de $d_0 = 20 \text{ mm}$

3. Disposition constructive

- **Pince transversale e_2**

$$e_{2,\min} = 1,5d_0 \leq e_2 \leq e_{2,\max} = \max(12t; 150\text{mm})$$

$$e_{2,\min} = 30\text{mm} \leq e_2 \leq e_{2,\max} = 150\text{mm} \Rightarrow \mathbf{e_2 = 60\text{mm}}$$

- **Entraxe transversale P_2**

$$P_{2,\min} = 3d_0 \leq P_2 \leq P_{2,\max} = \max(14t; 200\text{mm})$$

$$P_{2,\min} = 60\text{mm} \leq P_2 \leq P_{2,\max} = 200\text{mm} \Rightarrow \mathbf{P_2 = 70\text{mm}}$$

- **Pince longitudinale e_1**

$$e_{1,\min} = 1,2d_0 \leq e_1 \leq e_{1,\max} = \max(12t; 150\text{mm})$$

$$e_{1,\min} = 24\text{mm} \leq e_1 \leq e_{1,\max} = 150\text{mm} \Rightarrow \mathbf{e_1 = 40\text{mm}}$$

- **Entraxe longitudinale P_1**

$$P_{1,\min} = 2,2d_0 \leq P_1 \leq P_{1,\max} = \max(14t; 200\text{mm})$$

$$P_{1,\min} = 44\text{mm} \leq P_1 \leq P_{1,\max} = 200\text{mm} \Rightarrow \mathbf{P_1 = 60\text{mm}}$$

4. Vérification les conditions de résistance

- **Vérification au cisaillement**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \alpha_v \times m \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}}$$

$$F_{v,rd} = \alpha_v \times m \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}} = 0,6 \times 1 \times 192 \times \frac{800}{1,25} = 73,73 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{F_{v,rd} = 73,73 \text{ KN}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{191,82}{3} = 63,94 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{F_{v,sd} = 63,94 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{F_{v,rd} = 73,73 \text{ KN} > F_{v,sd} = 63,94 \text{ KN}} \quad \text{condition vérifier}$$

- **Vérification de la pression diamétrale**

$$\text{la condition à vérifier : } F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \alpha_b \times K_1 \times d \times t \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

f_u : limite de rupture en traction des pièces assemblées

t: l'épaisseur minimale des pièces assemblées

d: diamètre du boulon

$$\alpha_b = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min \left[\frac{40}{3 \times 20}; \frac{60}{3 \times 20} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1 \right] = 0,66$$

$$K_1 = \min \left[2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right] = \min \left[2,8 \times \frac{60}{20} - 1,7; 2,5 \right] = 2,5$$

$$F_{b,rd} = \alpha_b \times K_1 \times d \times t \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,66 \times 2,5 \times 18 \times 10 \times 360}{1,25} = 85,54 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_{b,rd} = \mathbf{85,54 \text{ KN}}$$

$$F_{b,rd} = \mathbf{85,54 \text{ KN}} > F_{v,sd} = \mathbf{63,94 \text{ KN}} \quad \text{condition vérifier}$$

- **Vérification à la traction**

La condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{t,rd} = 0,9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}}$

$$F_{t,rd} = 0,9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}} = 0,9 \times 192 \times \frac{800}{1,25} = 110,6 \text{ KN} \Rightarrow F_{t,rd} = \mathbf{110,6 \text{ KN}}$$

$$F_{t,rd} = \mathbf{110,6 \text{ KN}} > F_{v,sd} = \mathbf{63,94 \text{ KN}} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié les différents types d'assemblages trouvés dans notre structure (Poutre Principale-Solive ; Poutre Principale-Poteau et système de contreventement en X). Pour identifier et dimensionner les éléments constructifs de ces assemblages, en respectant les conditions de résistance donnée par EC3 et CCM97.

CHAPITRE VII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Etude de pied de poteau métallique

L'encastrement des poteaux métalliques avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage.

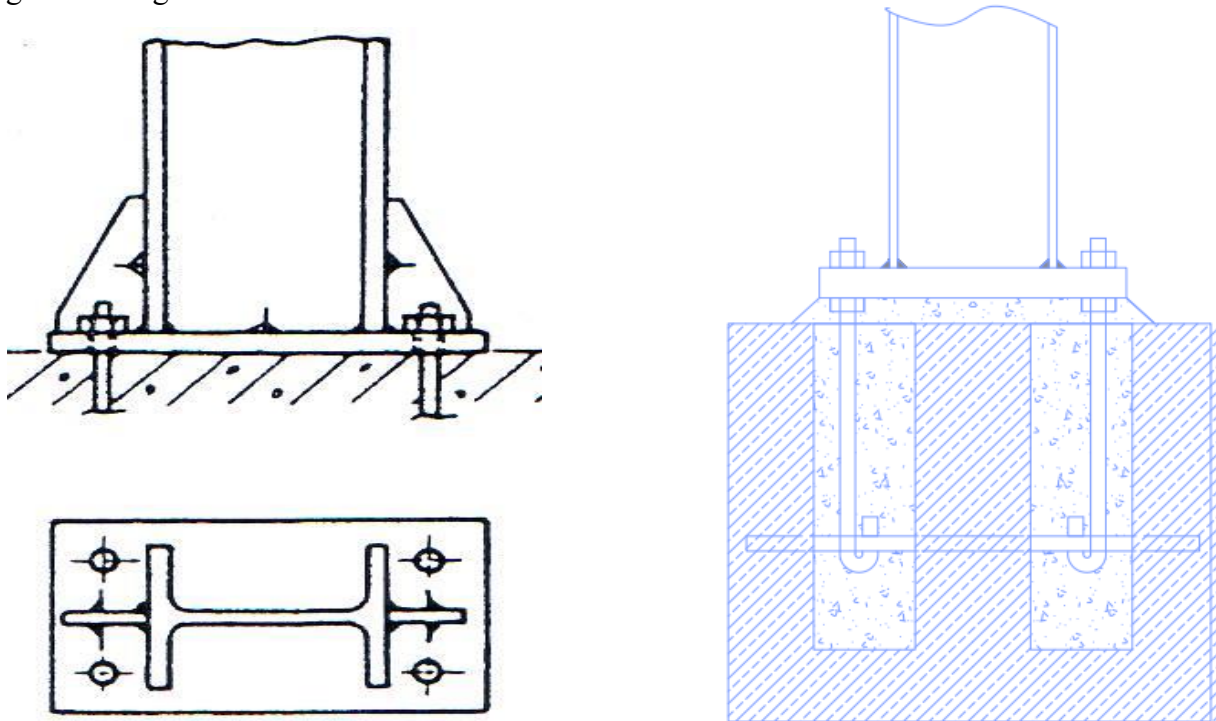


Figure VII.1-1 pied de poteau encastré

Efforts à prendre en considération :

$$N_{sd} = 148,81 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 24,30 \text{ KN.m}$$

1. Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellées dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur la surface du béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

Cordon de soudure :

Poteau central **HEA160**

- Cordon de soudure de la semelle : $a_s = 0.7 \times t_f = 0.7 \times 9 = 6,3 \text{ mm}$
- Cordon de soudure de l'âme : $a_w = 0.7 \times t_w = 0.7 \times 6 = 4,2 \text{ mm}$

Donc en prend $a_s = a_w = 10 \text{ mm}$.

Surface de la platine :

$$a \geq 152 + (2 \times 10) = 172 \text{ mm on prend } a = 200 \text{ mm}$$

$$b \geq 160 + (2 \times 10) = 180 \text{ mm on prend } b = 200 \text{ mm}$$

Épaisseur de la platine :

$$t = c \sqrt{\frac{3 \times N}{a \times b \times f_y}} \Rightarrow t = 50 \sqrt{\frac{3 \times 148,81 \times 10^3}{200 \times 200 \times 235}} = 10,89 \text{ mm}$$

On prend comme épaisseur de la platine : **t= 15 mm**

Vérification de la platine :

- **Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :**

La condition à vérifier $\delta = \frac{N}{a \times b} + \frac{M}{I_y \times v} \leq \overline{\delta}_b$

Avec :

N: effort normal

M: moment de flexion

I_y : l'inertie de la plaque d'assise

v: la distance cisaillée

$\overline{\delta}_b$: la contrainte admissible

$$\delta = \frac{148,81 \times 10^3}{0,2 \times 0,2} + \frac{24,3 \times 10^6}{\frac{200 \times 200^3}{12} \times 100} = 4,26 \text{ MPA} < \overline{\delta}_b \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

2. Vérifications des tiges d'encrage

Les tiges d'ancrage servent uniquement à reprendre les efforts verticaux de traction. Leur dimensionnement (diamètre et longueur de la tige) dépend :

- ✓ De la résistance à la traction de la section résistante de la tige.
- ✓ Des caractéristiques d'adhérence et de résistance du béton.

Le poteau doit être encasté dans ses deux plans longitudinal et transversal, donc on prend le nombre de tige égale à 4. L'effort admissible d'une tige doit vérifier la condition suivante :

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{d_1}} \times (l_1 + 6,4 \times r + 3,5 \times l_2) \leq N_{sd/tige}$$

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{0,24}} \times (20\phi + 18,9\phi + 7\phi) \leq \frac{N}{4}$$

$$0,102 \times \frac{11,01 \times \phi^2}{0,24 + \phi^2} = 37,20 \Rightarrow 1,13\phi^2 - 37,20\phi - 8,93 = 0$$

$$\phi \geq 20,14\text{mm} \quad \text{on prend} \quad \phi = \mathbf{30\text{mm}}$$

3. Condition d'équilibre :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \times \tau_{su} \times \phi \times l_1$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \phi^2 \times f_{tj}$$

ϕ : Coefficient de scellement droit, pour les rend lisse $\phi = 1$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1 \times 21 = 12,6 \text{ MPA}$$

$$F_A = 3,14 \times 1,26 \times 30 \times 600 = 71,22 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{F_A = 71,22 \text{ KN}}$$

$$\frac{N}{4} = \frac{148,81}{4} = 37,20 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{4} = 37,20 \text{ KN} < \mathbf{F_A = 71,22 \text{ KN}} \dots \dots \text{condition vérifier}$$

VII.2. Étude des fondations

VII.2.1. Introduction

La fondation d'un ouvrage de construction est la partie qui reprend les charges de la superstructure et les transmet par contact au sol support. Elle joue un rôle important pour une bonne tenue des ouvrages. On distingue généralement deux types de fondations classés en fonction du rapport de la longueur d'encastrement D par rapport à la largeur ou le diamètre B de la fondation. Ainsi on a:

- ✓ Des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque $D/B < 4$.
- ✓ Des fondations profondes (pieux) lorsque $D/B \geq 10$.

VII.2.2. Choix de type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement les critères suivants :

- ✓ La résistance du sol.
- ✓ Le tassement du sol.
- ✓ Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ La facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ L'économie

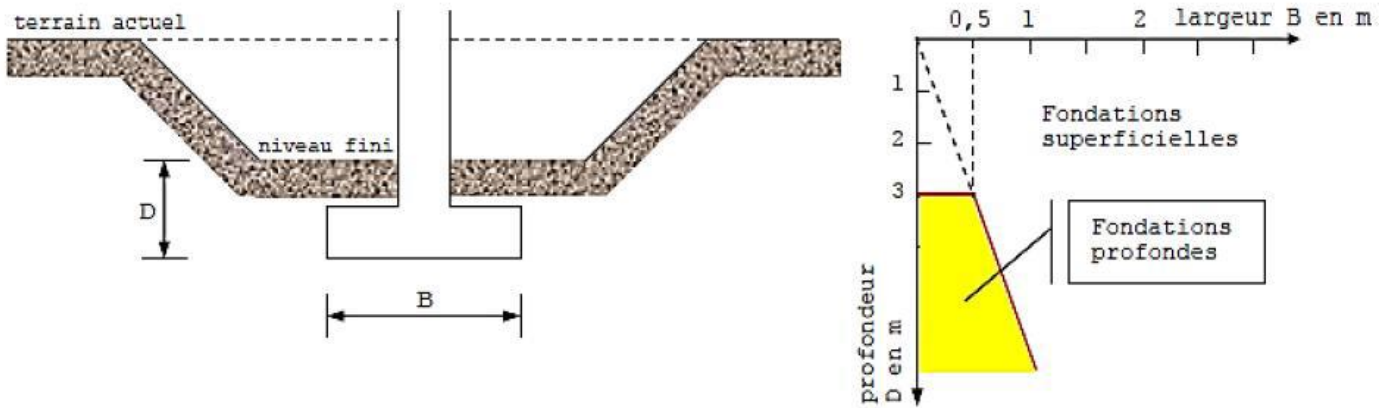


Figure VII.2-1 le domaine de fondation.

VII.2.3. Calcul des fondations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q + E_{X,Y}$$

$$0,8G + E_{X,Y}$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$\text{ELS: } G + Q$$

$$\text{ELU: } 1.35G + 1.5Q$$

VII.2.4. Rapport géotechnique

En cause de non disponibilité du rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est prise égale à $\sigma_{\text{sol}} = 2,00$ bars.

VII.2.5. Dimensionnement de la semelle

Les semelles sont soumises à :

- ✓ Un effort normal centré N
- ✓ Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

1. Déterminations des sollicitations

D'après le logiciel AUTODESK ROBOT , sous la combinaison à L'ELS : G + Q

$$N_s = 30367 \text{ daN et } M_s = 23 \text{ daN.m}$$

D'après le logiciel AUTODESK ROBOT , sous la combinaison à L'ELU : 1,35G + 1,5Q

$$N_u = 42189 \text{ daN et } M_u = 32 \text{ daN.m}$$

2. Détermination de (A et B)

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$$

$$\begin{cases} a = 200 \text{ mm} \\ b = 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$B = A$$

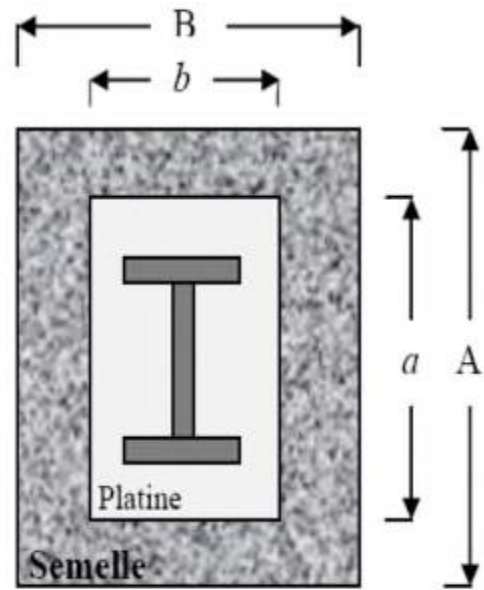


Figure VII.2-2 dimensionnement de la fondation

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} + \frac{M \times y}{I} \quad \text{avec } y = \frac{3}{4} ; S = A^2 ; I = A \times \frac{A^3}{12} = \frac{A^4}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{A^2} + \frac{M \times \frac{3}{4}}{\frac{A^4}{12}} \Rightarrow 200 \geq \frac{303,67}{A^2} + \frac{2,07}{A^4} \Rightarrow 200A^4 \geq 303,67A^2 + 2,07$$

$$200A^4 - 303,67A^2 - 2,07 \geq 0 \quad \text{d'ou } X = A^2$$

$$\text{Donc : } 200X^2 - 303,67X - 2,07 \geq 0 \Rightarrow X = 1,53 \text{ m et } A = \sqrt{1,53} = 1,23\text{m}$$

$$A = B = 1,5 \text{ m}$$

Pour les semelles de dimensions A x B la valeur des contraintes extrêmes est donnée par :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{avec } e = \frac{M_s}{N_s} \quad e = \frac{23}{30367} 0,0008\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{30367}{1,5 \times 1,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0007}{1,5}\right) = 13539 \text{ daN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 20000 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 13539 \text{ daN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 20000 \text{ daN/m}^2 \dots \text{condition vérifier}$$

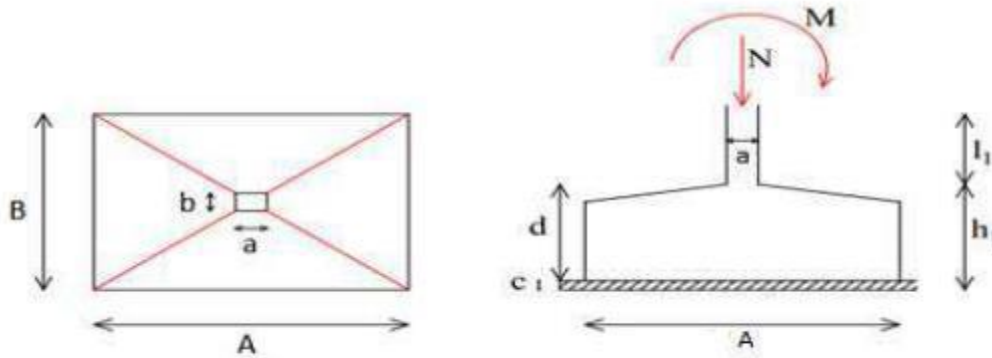


Figure VII.2-3 les dimensions de la semelle sous poteau

3. Hauteur de la semelle

Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et ne pas vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant, on prend :

$$d \geq \frac{A - a}{4} \Rightarrow d \geq \frac{1500 - 200}{4} \Rightarrow d \geq 325 \text{ mm} \text{ on prend } d = 40 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{A - a}{4} + 5 \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

4. Vérification de la stabilité au renversement

- Selon BEAL91 :

La condition à vérifier $e_0 \leq \frac{A}{6}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,23}{303,67} = 0,0008 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0,0008 \text{ m}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{1,5}{6} = 0,25 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,0008 \text{ m} < \frac{A}{6} = 0,25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition à vérifier}$$

- Selon RPA99/2003 :

La condition à vérifier $e_0 \leq \frac{A}{4}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,31}{415,22} = 0,0008 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0,0008 \text{ m}$$

$$\frac{A}{4} = \frac{1,5}{4} = 0,375 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,0008 \text{ m} < \frac{A}{4} = 0,375 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition à vérifier}$$

5. Calcul de ferrailage (par la méthode des bielles)

$e \leq \frac{A}{6}$: Armatures seront calculées sous un effort normal fictif

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right) \Rightarrow \text{Direction A}$$

- **Direction A (à L'ELU) :**

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q \Rightarrow N_u = 421,89 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{N_u' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$N_u' = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right) = 421,89 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,0008}{1,5}\right) = 422,57 \text{ KN} \Rightarrow N_u' = 422,57 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPA} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{N_u' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{422,57 \times 10^3 \times (1500 - 200)}{8 \times 400 \times 347,83} = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS} : G + Q \Rightarrow N_s = 303,16 \text{ KN}$$

$$N_s' = N_s \times \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right) = 303,16 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,0008}{1,5}\right) = 304,16 \text{ KN} \Rightarrow N_s' = 304,16 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ avec } \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPA} \\ \eta = 1,6 \text{ pour acier H. R} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min \{266,67; 201,63\} = 201,63 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{N_s' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{304,16 \times 10^3 \times (1500 - 200)}{8 \times 400 \times 201,63} = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 6 \text{ cm}^2$$

- **Direction B**

On a ($A = B = 1.8 \text{ m}$) donc le ferrailage de direction A = le ferrailage de direction B.

- **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times A \times h \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1500 \times 450 \times \frac{2,1}{400} = 8,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 8,15 \text{ cm}^2$$

On prend : 10T12 ; avec : $A_{st} = 11,31 \text{ cm}^2$ pour les deux directions. Avec un espacement de 18cm.

Enrobage : 9 cm

• **Dispositions constructives**

Les armatures seront munies des crochets si :

$$L_s > \frac{A}{4}; \quad L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec :

L_s : longueur de scellement

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj} \text{ avec } \psi = 1,5 \text{ pour H. A}$$

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1,2}{4} \times \frac{400}{2,84} = 42,33\text{cm} > \frac{A}{4} = \frac{150}{4} = 37,5\text{cm}$$

$$L_s = 42,33\text{cm} > \frac{A}{4} = 37,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

D'après le **BAEL91** il faut prévoir des crochets d'ancrage. Donc : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

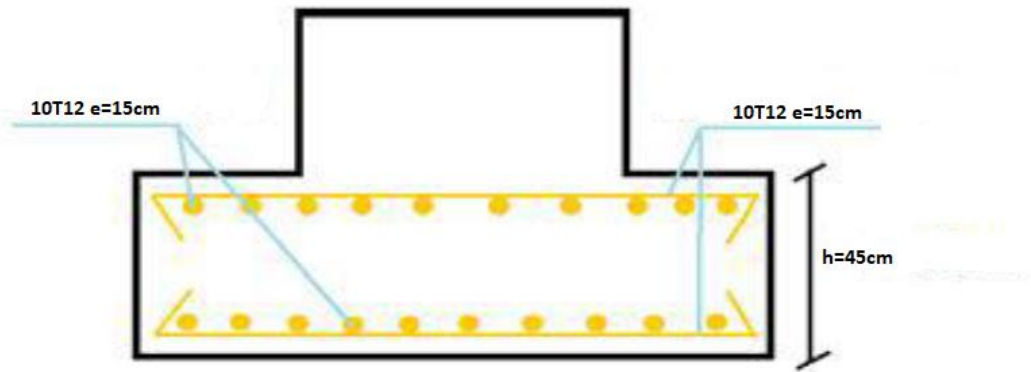


Figure VII.2-4 vue du ferrailage des semelles isolées

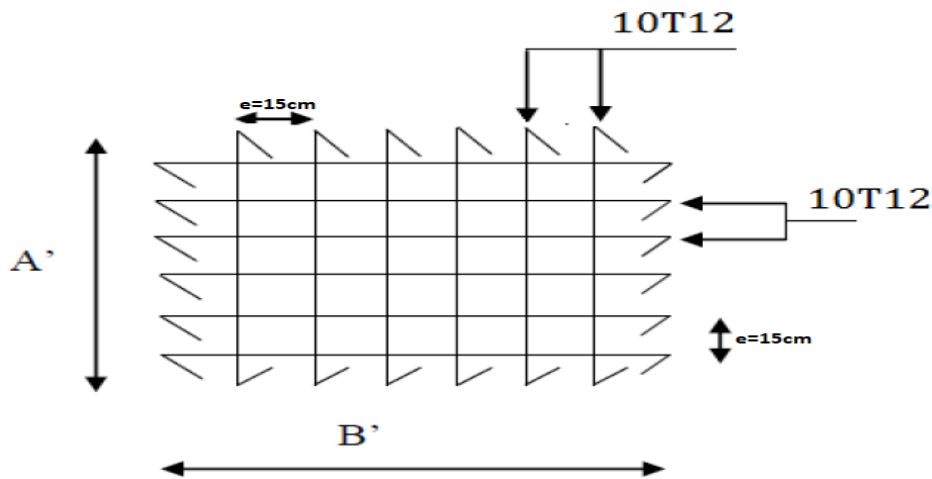


Figure VII.2-5 vue en plan des armatures principales

VII.2.6. Calcul des longrines

Les longrines sont des liaisons qui sont situées à l'intérieur du périmètre de la structure, elles jouent le rôle de chaînage dans les deux directions, et elles sont calculées sous un effort axial de traction comme défini dans le RPA99/V2003.

1. Pré-dimensionnement des longrines

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (25 cm 30 cm) pour les sites de catégorie **S2** et **S3**. Pour notre cas, on optera pour des longrines de section

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

2. Calcul des ferrillages longitudinaux

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N_{sd} : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés, donc on prend les efforts normaux du poteau le plus sollicité :

$$\begin{cases} N_u = 421,89 \text{ KN} \\ N_s = 303,67 \text{ KN} \end{cases}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Pour ce cas : zone sismique **III** et catégorie de site **S3** $\Rightarrow \alpha = 10$

- À L'ELU :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{421,89}{10} = 42,189 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$A_u = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{42,189 \times 10^3}{347,83} = 1,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_u = 1,21 \text{ cm}^2}$$

- À L'ELS :

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{303,67}{10} = 30,367 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{30,367 \times 10^3}{201,63} = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_s = 1,51 \text{ cm}^2}$$

Le **RPA99/V2003** exige une section minimale : $A_{\min} = 0.6 \% \times B$

$$\text{Avec : } B = (b \times h) \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6 \% \times (30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend **6T14** avec : $\mathbf{A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2}$

3. Vérification de condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$0,23 \times 0,3 \times 0,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2 < A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$$

Donc : la condition de non fragilité est vérifiée.

4. Calcul des armatures transversales

$$\phi_{\min} \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10} \right) = \text{min} \left(\frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10} \right) = 11,42 \text{ mm}$$

$$\phi_{\min} \leq 11,42 \text{ mm on prend } \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

5. Calcul d'espacement des cadres

Le RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t < \text{Min} (20 \text{ cm}; 15 \times \phi_t) = \text{Min} (20 \text{ cm}; 15 \times 0,8 \text{ cm}) = \text{Min} (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t < 12 \text{ cm}$$

Donc : on prend : $S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$.

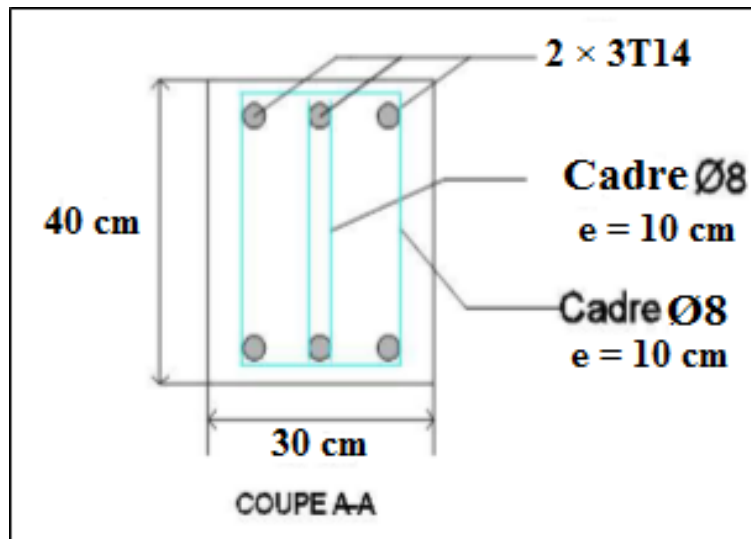


Figure VII.2-6 vue du ferrailage des semelles isolée.

Conclusion générale

Ce projet nous présente la première expérience pratique d'étude et de calcul d'une structure en construction métallique et cela nous a permis d'appliquer et d'enrichir nos connaissances dans ce domaine, ce qui a été une occasion d'apprendre à utiliser notamment avec l'utilisation de différents logiciels et règlements. Toutefois, nous enregistrons des difficultés sur quelques points, mais, c'est à travers nos recherches et documentations que nous avons pu prendre en charge certains problèmes techniques que nous l'espérons, ont abouti.

L'évolution actuelle que connaît le domaine parasismique a permis le développement des conceptions et méthodes de construction qui permettent la réalisation des bâtiments plus stable et confortable. Dans notre cas, une structure de (R+1) se révèle très efficace par des résultats trouvés satisfaisants dans la réduction des réponses dynamique du bâtiment.

Enfin, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu par une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode 3, partie 1-1, calcul des structures en acier », Éditions Eyrolle, Paris, 1996

ENV 1994-1-1 « Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton » et Document d'Application Nationale – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

Jean Morel, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 », Editionseyrolles, Paris, sixième tirage-2005

ENV 1993-1-1 « Calcul des structures en acier » et Document d'Application Nationale – Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

B.A.E.L 91 : béton arme aux états limite, troisième tirage, Eyrolles, 1997

Document Technique Réglementaire D.T.R.BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ».Le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie) Document

Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV version 2013, ENERIB, (Algérie)

Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie)

Lahlou Dehmani « calcul des structures métalliques selon l'EC3 » 2009

Cours de 1^{er} année master

Mémoires :

[1] : Mr.Rahmi Oualid ;Mr.Matoug Younes :étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation (RDC+8) à REMCHI (Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen)

[2] : Mr.benourrad boumedien ;Mr.Allal Mohamed Rasem :conception et étude d'un centre commercial de MASCARA en charpente métallique avec dalle mixte (Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen)

[3] : Moumene Anes ;Benrabia Omar El Farouk :étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage administratif (RDC+2)à ORAN (Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen)

[4] :Trigui Yacine Hadi :étude d'un bâtiment à ossature métallique (Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen)

4. FACTEURS DE SITE

4.1. Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,
- z_0 (en m), paramètre de rugosité,
- z_{min} (en m), hauteur minimale,
- ϵ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d (cf. chapitre 3).

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Lorsqu'il subsiste un doute quant au choix entre deux catégories de terrain, il y a lieu de retenir celui pour lequel les valeurs des paramètres associés sont les plus défavorables (catégorie de terrain la plus faible dans l'échelle de I à IV).

4.2. Coefficient de rugosité

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

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \text{ pour } z < z_{min} \end{cases} \quad (2.15)$$

où :

- K_T est le facteur de terrain (tableau 2.4),
 - z_0 (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4),
 - z_{min} (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4),
 - z (en m) est la hauteur considérée.
-

Annexe

ZONES DE VENT

Pour l'obtention des zones de vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Celle-ci est définie de la manière suivante :

La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$, est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

Trois zones de vent ont été définies (zones I, II et III), et les valeurs correspondantes de la vitesse de référence qui ont servi à leur détermination sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	28
III	31

Tableau A1.1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

ZONE I

AIN DEFLA	EL OUED	SETIF
AIN TEMOUCHENT	GUELMA	SIDI BEL ABBES
ALGER	ILLIZI	SKIKDA
ANNABA	IJEL	SOUK AHRAS
BATNA	KHENCHELA	TAMANGHASSET
BEDJAIA	MASCARA	TARF
BISKRA	MEDEA	TEBESSA
BLIDA	MILA	TISSEMSILT
BORDJ BOU ARIRIDJ	MOSTAGANEM	TIPAZA
BOUIRA	ORAN	TIZI OUZOU
BOUMERDES	OUM EL BOUAGUI	TLEMCCEN
CHLEF	RELIZANE	
CONSTANTINE	SAIDA	

ZONE II

ADRAR	GHARDAIA	OUARGLA
BECHAR	M'SILA*	TIARET
EL BAYADH	NAAMA	TINDOUF

ZONE III

DJELFA
LAGHOUAT
M'SILA : communes de Ain El Malh, Djebel Messad et Slim.

* Communes autres que celles de la zone III

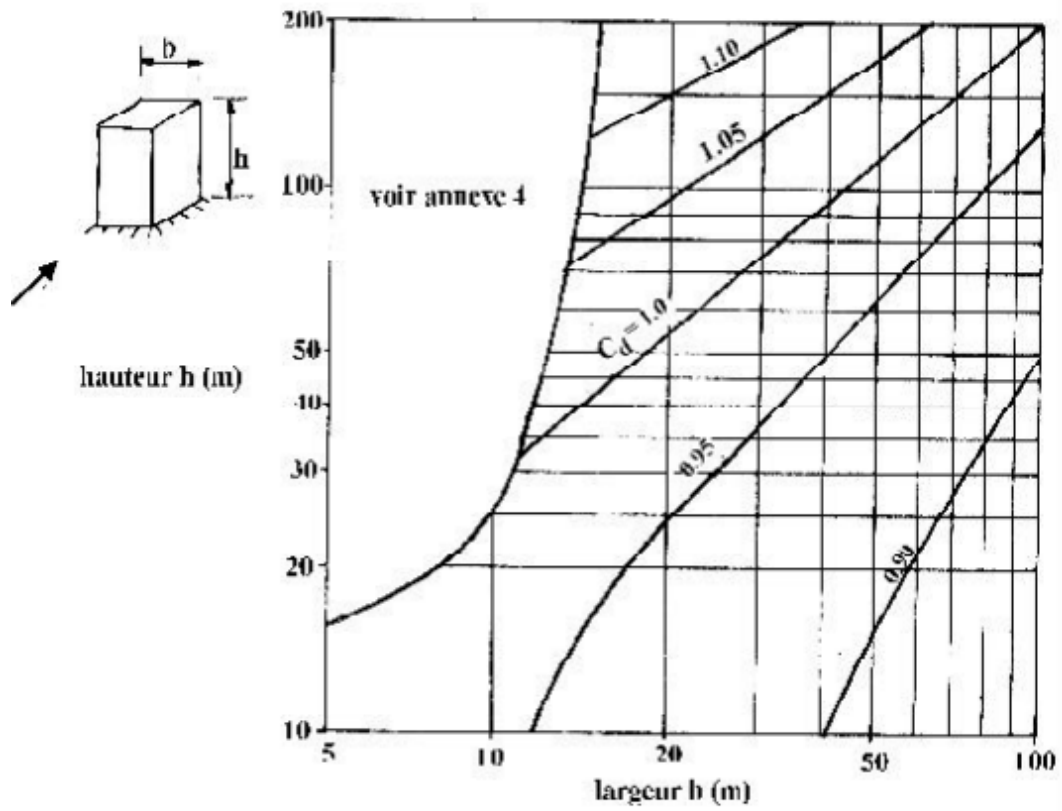


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

Annexe

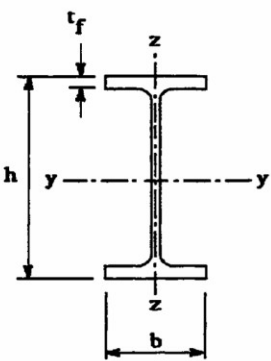
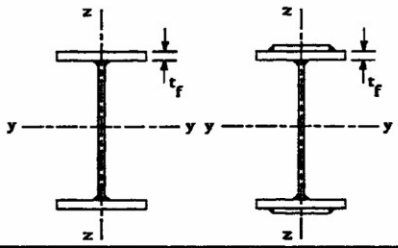
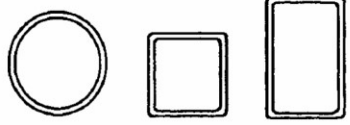
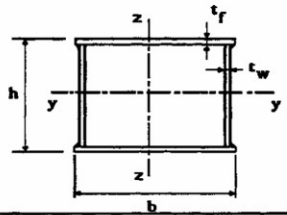
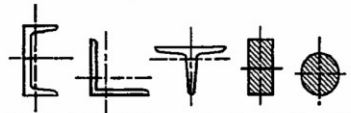
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Tableau des armatures (1): Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Annexe

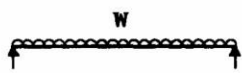

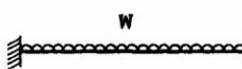

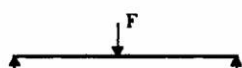

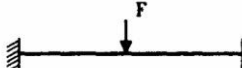

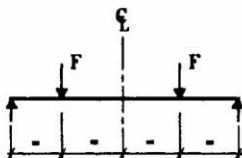

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

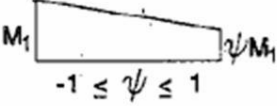
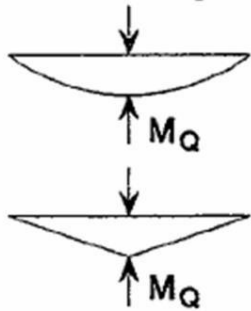
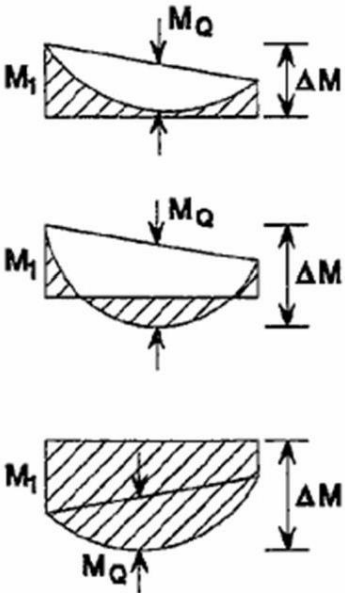
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexe

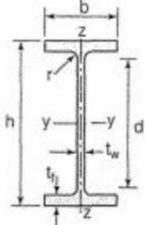
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Annexe

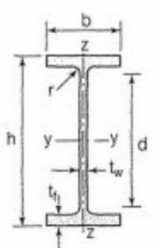
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = MaxM $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

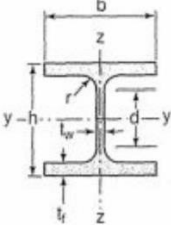
Annexe

Poutrelles										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.									
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
		IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
		IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
		IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
		IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
		IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
		IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
		IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
		IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
		IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
		IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
		IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
		IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
		IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
		IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
		IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
	IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
	IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
	IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

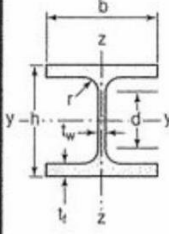
Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15	
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32	
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08	
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

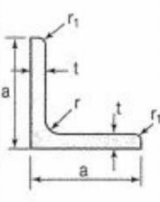
Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

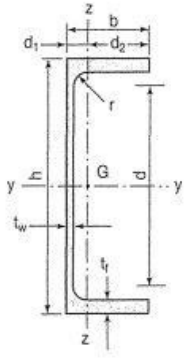
Annexe

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
CORNIÈRES À AILES ÉGALES		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz			
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

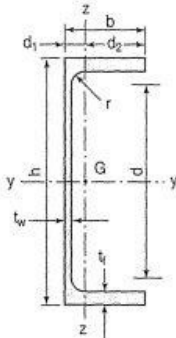
Annexe

Laminées marchands usuels											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
	a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz			
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70

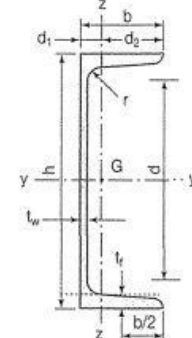
Annexe

Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
	Profils	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

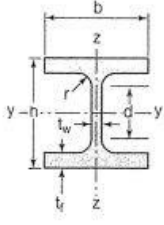
Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255											
UAP (suite)												
	Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
	UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
	UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
	UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
	UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24	
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40	
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38	
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30	

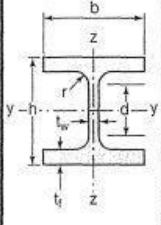
Annexe

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <div style="margin-top: 10px;"> <p>Inclinaison des ailes :</p> <p>$h \leq 300$: 8 %</p> <p>$h > 300$: 5 %</p> </div>											
	Dimensions								Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
	Profils	h	b	a	e	r	r_1	h_1	P	A	d_1	$d_2 = v_y$
		h	b	t_w	t_f	r	r_1	d	P	A	d_1	$d_2 = v_z$
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

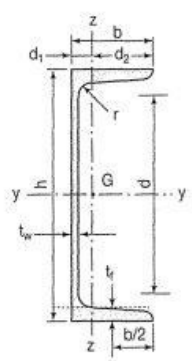
Annexe

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEB		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0	
HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0	
HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0	
HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3	
HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3	
HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1	
HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0	
HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0	
HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4	
HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4	
HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1	
HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3	
HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9	
HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6	
HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8	
HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0	
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEB (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{yz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{yz}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
	HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
	HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84
	HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06
	HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24
	HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16
	HEB 200	5695,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28
	HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57
	HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69
	HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78
	HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72
	HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05
	HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07
	HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20
	HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45
	HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75
	HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48
	HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44
	HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33
	HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18
	HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20
	HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15809,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210										
UPN (suite)			Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %								
	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	Profils	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴
	UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
	UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
	UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
	UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68
	UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
	UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
	UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
	UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

Résumé

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier une structure industrielle en R+1 en ossature métallique avec des dalles mixtes en appliquant une nouvelle approche dans l'étude dynamique à savoir pour les structures présentant une symétrie, on remplace les planchers entre les portiques par une bielle de rigidité à la traction importante reliant les portiques entre eux et comparer les résultats obtenus. Ainsi, on obtient une structure 2D plus simplifiée qui donne des résultats similaires à l'approche 3D mais plus simplifiée. La structure se situe dans la wilaya de BOUMERDES.

Ce projet est élaboré en plusieurs étapes : en premier lieu la présentation de l'ouvrage (les données géométrique et les données de site d'implantation). Ensuite, l'évaluation des charges et surcharges et l'étude climatique (vent, neige) qui a été détaillée selon le règlement algérien (RNV.99 v 2003). Puis, les hypothèses des charges ont permis d'établir la descente des charges pour le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs) et l'étude du plancher mixte selon L'EUROCODE 4. Après ceci, l'étude dynamique, dans ce chapitre nous l'avons divisé en trois parties, la première : nous avons étudié l'effet des séismes sur les constructions en Génie Civil ainsi que le rôle positif de logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 ; la deuxième : nous avons comparé le système de stabilité verticale et le système de stabilité horizontale en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 ; la dernière : nous avons présenté une méthode de modélisation détaillée, qui est simplifiée à la méthode de modélisation 3D, toutes ces études ont été réalisées en respectant le règlement algérien (RPA 99 v 2003). Enfin, l'étude des assemblages et l'infrastructure selon CCM97 ET BAEL 91 pour les semelles et les longrines.

Mots clés : charpente métallique, étude 2D et 3D, étude dynamique.

Abstract

This end-of-study project consists in studying an industrial structure in R + 1 in metal framework with mixed slabs by applying a new approach in the dynamic study, namely for structures with symmetry, the floors between the porticos are replaced by a connecting rod of high tensile rigidity connecting the gantries between them and compare the results obtained. Thus, one obtains a more simplified 2D structure, which gives results similar to the 3D approach but more simplified. The structure is located in the wilaya of BOUMERDES.

This project is developed in several stages: first, the presentation of the structure (geometric data and site data). Then, the evaluation of loads, overloads, and the climatic study (wind, snow) which was detailed according to the Algerian regulation (RNV.99 v 2003). Then, the assumptions of the loads made it possible to establish the descent of the loads. for the sizing of the different elements (secondary and load-bearing) and the study of the mixed floor according to EUROCODE 4 After this, the dynamic study, in this chapter we have divided it into three parts, the first: we have studied the effect of earthquakes on civil engineering constructions as well as the positive role of Autodesk Robot Structural Analyzes Professional 2018 software; the second: we compared the vertical stability system and the horizontal

stability system using Autodesk Robot Structural Analyzes software Professional 2018; the last: we have presented a detailed modeling method, which is simplified to the 3D modeling method, all these studies were carried out in compliance with the Algerian regulations (RPA 99 v 2003). Finally, the study of the assemblies and the infrastructure according to CCM97 AND BAEL 91 for the footings and the beams.

Keywords: metal frame, 2D and 3D study, dynamic study.

ملخص

يتكون مشروع نهاية الدراسة هذا من دراسة هيكل صناعي في R + 1 في إطار معدني بالوواح مختلطة من خلال تطبيق نهج جديد في الدراسة الديناميكية، أي بالنسبة للهياكل ذات التماثل، يتم استبدال الأرضيات بين الأروقة. بواسطة قضيب توصيل عالي الشد يربط بين الجسور فيما بينها ويقارن النتائج التي تم الحصول عليها. وبالتالي، يحصل المرء على هيكل ثنائي الأبعاد أكثر بساطة يعطي نتائج مشابهة للنهج ثلاثي الأبعاد ولكن أكثر بساطة. يقع الهيكل في ولاية بومرداس.

تم تطوير هذا المشروع على عدة مراحل: أولاً، عرض الهيكل (البيانات الهندسية وبيانات الموقع). بعد ذلك تم تقييم الأحمال والزائدة والدراسة المناخية (الرياح والتلج) والتي تم تفصيلها حسب اللائحة الجزائرية (RNV.99 v 2003) ثم أتاحت افتراضات الأحمال تحديد نزول الأحمال. لتحجيم العناصر المختلفة (الثانوية والحاملة) ودراسة الأرضية المختلطة وفقاً لـ EUROCODE 4 بعد ذلك ، الدراسة الديناميكية ، في هذا الفصل قمنا بتقسيمها إلى ثلاثة أجزاء ، الأول: درسنا تأثير الزلازل على إنشاءات الهندسة المدنية بالإضافة إلى الدور الإيجابي لبرنامج Autodesk Robot Structural Analyzes Professional 2018 ؛ الثاني: قمنا بمقارنة نظام الاستقرار الرأسي ونظام الاستقرار الأفقي باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analyzes المهنية 2018 ؛ الأخير: لقد قدمنا طريقة النمذجة التفصيلية ، والتي تم تبسيطها إلى طريقة النمذجة ثلاثية الأبعاد ، وقد أجريت جميع هذه الدراسات وفقاً للوائح الجزائرية (RPA 99 v 2003). أخيراً، دراسة التجميعات والبنية التحتية وفقاً لـ CCM97 و BAEL 91 للأساسات والعوارض.

الكلمات الرئيسية: إطار معدني، دراسة ثنائية وثلاثية الأبعاد، دراسة ديناميكية.