

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : SCIENCES DE
L'INGENIORAT
Département : GENIE CIVIL
Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**Stage, Conception et Design D'un Bâtiment Administratif En
Charpente Métallique (R+5)**

Présenté par : *DJAALA Amira - BENKHELIF Amina*

Encadrant : *Dr. Kebaili Bachir*

Université de ANNABA

Jury de Soutenance :

Menadi Souad	M.C	<i>Université de ANNABA</i>	Président
Kebaili Bachir	M.C	<i>Université de ANNABA</i>	Encadrant
Hacene Chaouech Yousria	M.A.A	<i>Université de ANNABA</i>	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

Dédicace

*C'est avec une grande gratitude et des mots sincères, que je dédie ce
modeste travail de fin étude à :*

*Mes chers parents, qui ont sacrifié leur vie pour ma réussite durant
toute ma vie et mes études ;*

Mes chers frères et ma chère sœur ;

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin ;

Merci pour leurs amours et leurs encouragements.

*Sans oublier mon binôme Amina pour son soutien moral et sa
compréhension tout au long de ce mémoire.*

Amira

Dédicace

*C'est avec une grande gratitude et des mots sincères, que je dédie ce
modeste travail de fin étude :*

*A mon cher Père , la sincérité et la pureté ; qui m'a aidé et encouragé et
sacrifié leur vie pour ma réussite durant toute ma vie et mes études ;*

A mes sœurs et mon frère ;

A toute ma famille ;

*A tous ceux qui m'aiment et qui m'ont aidée et encouragée de loin ou de
près durant les moments difficiles ;*

*Et à ma meilleure Amira pour sa compréhension tout au long de ce
mémoire.*

Amina

Remerciements

*Nous remercions tout d'abord Dieu,
le tout puissant, de nous avoir bardé de courage et de patience pour
accomplir ce travail.*

*Nous tenons à présenter notre profonde gratitude à **Mr Kebaili Bachir**
qui a accordé l'assurance de suivre notre travail avec bienveillance, nous
le remercions pour ses conseils et orientations utiles.*

*Nous remercions également les membres du jury qui ont consacré de
leur temps à ce modeste travail.*

*Il nous tient à cœur de remercier nos parents, nos frères et sœurs qui
nous ont apporté soutien et courage pendant toute notre scolarité et en
particulier pour la réalisation de ce mémoire.*

Nous remercions tous ceux qui ont participé de près ou loin.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un Bâtiment de forme régulière à usage administratif constitué d'un rez de chaussée + 5 étages, implanté dans la wilaya d'ANNABA.

Ce manuscrit est composé de neuf chapitres :

Nous avons commencé notre travail par la présentation du projet. Nous exposons le lieu d'implantation et les caractéristiques géométriques ainsi les données géotechniques du site d'implantation.

À travers le second chapitre, nous avons défini les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques (neige et vent).

Dans le troisième et le quatrième chapitre, nous exposons le pré dimensionnement des éléments secondaires et principaux.

Le cinquième chapitre, nous présentons la modélisation 3D en éléments finis du bâtiment et à l'étude sismique conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003).

Le sixième chapitre, concerne Le calcul de plancher mixte.

La vérification des éléments structuraux et l'étude d'assemblages sont présentés respectivement au chapitres sept et huit.

Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure.

Sommaire :

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Description architecturale.....	2
I.3. Description structurale.....	2
I.3.1. Ossature	2
I.3.2. Les planchers	2
I.3.3. Escaliers.....	2
I.3.4. Acrotère	2
I.4. Assemblages	2
I.5. Localisation et données concernant le site	3
I.6. Règlements et documents utilisés.....	3
I.7. Matériaux utilisées.....	3
I.8 Plans d'architectures.....	4

CHAPITRE II: EVALUATION DES ACTIONS

II.1. Introduction.....	6
II.2. Charges permanentes(G)	6
II.2.1. Plancher terrasse	6
II.2.2. Plancher courant	6
II.3. Surcharges d'exploitations (Q).....	7
II.3.1. Plancher terrasse	7
II.3.2. Plancher courant	7
II.4. Charges climatiques	7
II.4.1. Effet de la neige	7
II.4.1.1. Introduction.....	7
II.4.1.2. Charge de la neige sur la toiture.....	7
II.4.2. Effet du vent.....	9
II.4.2.1. Introduction.....	9
II.4.2.2. Données relatives au site	10
II.4.2.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$	10

CHAPITRE III: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. Introduction.....	26
III.2. Les solives.....	26
III.2.1. Solives du plancher courant.....	26
III.2.2. Solives du plancher terrasse.....	27
III.3. Les poutres.....	28
III.3.1. Les poutres principales	28
III.3.1.1. Poutres du plancher courant.....	28
III.3.1.2. Poutres du plancher terrasse.....	28
III.3.2. Les poutres secondaires.....	29
III.3.2.1. Poutres du plancher courant.....	29
III.3.2.2. Poutres du plancher terrasse.....	30
III.4. Les poteaux.....	30
III.4.1. La descente des charges.....	31
III.4.2. Pré dimensionnement des poteaux.....	32

CHAPITRE IV: ETUDES DES ELEMENTS SECONAIRES

IV.1. Etude de l'acrotère.....	33
IV.1.1. Type d'acrotère	33
IV.1.2. Sollicitation.....	33
IV.1.3. Evaluation des actions.....	33
IV.1.4. Calcul des sollicitations.....	34
IV.1.5. Ferrailage de l'acrotère (selon le BAEL 91).....	34
IV.1.5.1. Calcul de l'excentricité à l'ELU.....	35
IV.1.5.2. Calcul à l'ELU.....	36
IV.1.5.3. Vérification au cisaillement.....	36
IV.1.5.4. Vérification de L'adhérence.....	37
IV.1.5.5. Vérification des contraintes à l'ELS.....	37
IV.2. Etude des escaliers.....	38
IV.2.1. Terminologie.....	38
IV.2.2. Pré dimensionnement des escaliers.....	39
IV.2.3. Etude des marches.....	40

IV.2.3.1. Evaluation des charges	40
IV.2.3.2. Combinaisons des charges	40
IV.2.3.3. Dimensionnement du support des marches.....	40
IV.2.3.4. Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière L30×30×4.....	41
IV.2.3.5. Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière L35.35.4.....	41
IV.2.4. Etude des limons.....	42
IV.2.4.1. Evaluation des charges	42
IV.2.4.2. Pré dimensionnement du limon.....	43
IV.2.5. Etude du palier de repos.....	46
IV.2.5.1. Evaluation des charges.....	46
IV.2.5.2. Pré dimensionnement de la poutre palière.....	47
IV.2.5.3. Vérification en tenant compte du poids propre d'IPE 120.....	47

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE

V.1. Modélisation.....	49
V.2. Méthode de calcul des forces sismiques.....	49
V.3. Disposition des contreventements.....	50
V.4. Résultats de l'analyse modale.....	52
V.5. Vérifications réglementaires.....	53
V.5.1. Estimation de la période fondamentale expérimentale	53
V.5.2. La résultante des forces sismiques.....	53
V.5.3. Vérification de L'excentricité.....	56
V.5.4. Les déplacements latéraux inter- étage.....	56
V.5.5. Le déplacement max au sommet.....	57
V.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....	57
V.5.7. Vérification au renversement.....	58
V.6. Conclusion.....	58

CHAPITRE VI : ETUDE DU PLANCHER MIXTE

VI.1. Introduction.....	59
VI.2. La méthode de calcul.....	59
VI.3. Solives du plancher courant.....	60

VI.3.1. Phase de construction.....	60
VI.3.1.1.Vérification de la résistance à la flexion (Eurocode 3).....	60
VI.3.1.2.Vérification de la flèche.....	61
VI.3.2. Phase finale.....	61
VI.3.2.1.Largeur de la dalle : (Eurocode 4).....	61
VI.3.2.2. Position de l'axe neutre plastique.....	62
VI.3.2.3.Vérification de la résistance à la flexion (Eurocode 4).....	62
VI.3.2.4.Vérification de cisaillement	62
VI.3.2.5.Vérification de l'interaction de l'effort tranchant : (Eurocode 3).....	63
VI.3.2.6.Vérification de la flèche.....	63
VI.4. Etude des connecteurs.....	64
VI.4.1. Définition.....	64
VI.4.2. Les différents types de connecteurs.....	64
VI.5. Ferrailage de la dalle du plancher.....	66

CHAPITRE VII : VERIFICATIONS DES ELEMENTS

VII.1. Introduction.....	68
VII.2. Vérification de la poutre principale IPE 300.....	68
VII.2.1. Vérification à la résistance.....	68
VII.2.1.1. Vérification au cisaillement.....	68
VII.2.1.2. Vérification au moment résistant.....	68
VII.2.2. Vérification à la stabilité.....	69
VII.2.2.1. Vérification au déversement.....	69
VII.3. Vérification des poteaux.....	71
VII.3.1 Vérification à la résistance.....	71
VII.3.1.1. Vérification au cisaillement	71
VII.3.1.2. Vérification au moment résistant	71
VII.3.2. Vérification à la stabilité.....	72
VII.3.2.1. Vérification de la résistance à la flexion composée.....	72
VII.4. Vérification des contreventements.....	74
VII.4.1. Vérification à la résistance.....	75
VII.4.1.1. Vérification au cisaillement	75

VII.4.1.2. Vérification au moment résistant	76
VII.4.2. Vérification à la stabilité	76
VII.4.2.1. Vérification de la résistance à la flexion composée	76

CHAPITRE VIII : ETUDES DES ASSEMBLAGES

VIII.1. Introduction	80
VIII.2. Fonctionnement des assemblages	80
VIII.3. Rôle des assemblages.....	81
VIII.4. Calcul des assemblages par Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014..	82
VIII.4.1. Assemblage poutre - solive	82
VIII.4.1.1. Géométrie.....	82
VIII.4.1.2. Vérification des Boulons	83
VIII.4.1.3. Vérification des profils.....	83
VIII.4.1.4. Vérification du Cornière.....	84
VIII.4.2. Assemblage poteau - poutre secondaire.....	84
VIII.4.2.1. Géométrie	85
VIII.4.2.2. Vérification des Boulons	85
VIII.4.2.3. Vérification des profils	86
VIII.4.2.4. Vérification du Cornière	86
VIII.4.3. Assemblage poteau - poutre principale	87
VIII.4.3.1. Géométrie.....	87
VIII.4.3.2. Vérification les résistances des profils	88
VIII.4.3.3. Vérification la Résistances de l'assemblage.....	88
VIII.4.3.4. Vérification la Résistances des soudures.....	89
VIII.4.4. Assemblage des éléments de contreventement en X.....	89
VIII.4.4.1. Contreventement en X avec poteau	89
VIII.4.4.1.1. Géométrie	90
VIII.4.4.1.2. Vérification de Platine.....	90
VIII.4.4.1.3. Vérification des barres.....	90
VIII.4.4.2. Contreventement en X (assemblage milieu)	91
VIII.4.4.2.1. Géométrie	91
VIII.4.4.2.2. Vérification de Platine.....	91
VIII.4.4.2.3. Vérification des barres.....	92

VIII.4.5. Assemblage poteau - poteau (HEA300 – HEA300).....	92
VIII.4.5.1. Assemblage des semelles par couvre joint	92
VIII.4.5.2. Assemblage des âmes par couvre joint	93
VIII.4.6. Calcul des pieds de poteau	95
VIII.4.6.1. Géométrie	95
VIII.4.6.2. Vérification du béton	96
VIII.4.6.3. Vérification de la platine	96
VIII.4.6.4. Vérification de raidisseur	97
VIII.4.6.5. Vérification de raidisseur	97

CHAPITRE IX : ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 Rôle et définition	98
IX.2 Choix du type de fondation	98
IX.2.1 Semelle isolée	98
IX.2.2 Semelle filante sous deux poteaux (SF)	99
IX.2.3. Etude de la longrine	103
IX.2.3.1. Introduction	103
IX.2.3.2. Calcul du ferrailage	103

BIBLIOGRAPHIE.

ANNEXE DESSIN.

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : Vue 3D du bâtiment.

Figure I.2 : Façade principale.

Figure I.3 : Plan RDC → 5^{ème}.

Figure I.4 : Plan terrasse inaccessible.

CHAPITRE II: EVALUATION DES ACTIONS

Figure II.1: Action de la neige.

Figure II.2: Actions du vent.

Figure II.3 : subdivision du bâtiment pour la définition de La hauteur de référence.

Figure II.4 : légende pour les parois verticales de V1 et V1'.

Figure II.5 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1 et V1'.

Figure II.6 : légende pour les toitures plates.

Figure II.7 : légende pour les toitures plates de V1 et V1'.

Figure II.8 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture sens V1 et V1'.

Figure II.9 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.

Figure II.10: légende pour les parois verticales de V2 et V2'.

Figure II.11: les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales.

Figure II.12 : légende pour les toitures plates selon V2 et V2'.

Figure II.13 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture sens V2 et V2'.

CHAPITRE III: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure III.1 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.

Figure III.2. : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.

Figure III.3 : Schéma du poteau central le plus sollicite.

CHAPITRE IV: ETUDES DES ELEMENTS SECONAIRES

Figure IV.1 : Dimensions de l'acrotère.

Figure IV.2 : Dimensions de la section à ferrailer.

Figure IV.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Figure IV.4 : Disposition et dimension des éléments de l'escalier.

Figure IV.5 : Chargement sur le limon.

Figure IV.6 : Schéma statique de la poutre palière.

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE

Figure V.1 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS.

Figure V.2 : Vue en élévation transversale suivant axe X-X.

Figure V.3: Vue en élévation longitudinale suivant axe Y-Y.

CHAPITRE VI : ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT

Figure VI.1 : Eléments constructifs du plancher mixte.

Figure VI.2 : Schéma des solives.

Figure VI.3 : Largeur efficace de la dalle.

Figure VI.4 : Types de connecteurs.

Figure VI.5 : disposition des connecteurs.

CHAPITRE VII : VERIFICATIONS DES ELEMENTS

Figure VII.1: Contreventement en X

CHAPITRE VIII : ETUDES DES ASSEMBLAGES

Figure VIII.1 : Présentation d'un boulon

Figure VIII.2 : Assemblage poutre IPE 300 –solive IPE 200

Figure VIII.3 : Assemblage poteau HEA 300 – poutre IPE 220

Figure VIII.4 : Assemblage poteau HEA 300 – poutre IPE 300

Figure VIII.5 : Assemblage Contreventement en X avec poteau.

Figure VIII.6 : Contreventement en X (assemblage milieu)

Figure VIII.7 : Assemblage des semelles par couvre joint

Figure VIII.8 : Assemblage des âmes par couvre joint

Figure VIII.9 : Pied de poteau

CHAPITRE IX : ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX.1 : Section d'une semelle isolée.

Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle isolée

Figure IX.3 : Ferrailage transversale de la semelle filante

Figure IX.4 : Coupe A-A

Figure IX.5 : caractéristique géométriques de la semelle filante sous deux poteaux

Figure IX.6 : Vue longitudinale de la poutre de rigidité

Figure IX.7 : Coupe A-A

Figure IX.8 : Ferrailage de la longrine

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u

CHAPITRE II: EVALUATION DES ACTIONS

Tableau II.1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible).

Tableau II.2: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant.

Tableau II.3: Evaluation des charges d'exploitations du plancher terrasse (inaccessible).

Tableau II.4: Evaluation des charges d'exploitations du plancher étage courant.

Tableau II.5 : Catégorie de terrain.

Tableau II.6: Valeur de pression dynamique (direction V1 et V1').

Tableau II.7: les surfaces des zones chargées pour les parois verticales sens V1 et V1'.

Tableau II.8 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.

Tableau II.9 : les surfaces des zones chargées pour la toiture sens V1 et V1'.

Tableau II.10 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture de V1 et V1'.

Tableau II.11 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V1 et V1').

Tableau II.12 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 1 (V1 et V1').

Tableau II.13 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 2 (V1 et V1').

Tableau II.14 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 3 (V1 et V1').

Tableau II.15 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 4 (V1 et V1').

Tableau II.16 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 5 (V1 et V1').

Tableau II.17 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V1 et V1').

Tableau II.18 : Valeur de pression dynamique (direction V2 et V2').

Tableau II.19: les surfaces des zones chargées pour les parois verticales sens V2 et V2'.

Tableau II.20 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales de V2 et V2'.

Tableau II.21 : les surfaces des zones chargées pour la toiture sens V2 et V2'.

Tableau II.22 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture de V2 et V2'.

Tableau II.23 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V2 et V2').

Tableau II.24 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 1 (V2 et V2').

Tableau II.25 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 2 (V2 et V2').

Tableau II.26 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 3 (V2 et V2').

Tableau II.27 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 4 (V2 et V2').

Tableau II.28: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 5 (V2 et V2').

Tableau II.29 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V_2 et V_2').

Tableau II.30: la résultante du vent.

CHAPITRE III: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau III.1 : La descente des charges des poteaux.

CHAPITRE IV: ETUDES DES ELEMENTS SECONAIRES

Tableau IV.1 : Sollicitation du calcul de l'acrotère.

Tableau IV.2 : Evaluation des charges de la volée.

Tableau IV.3 : Evaluation des charges du limon.

Tableau IV.4 : Evaluation des charges du palier.

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE

Tableau V.1 : Périodes et participation massique.

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités.

Tableau V.3 : La force sismique à la base.

Tableau V.4: vérification de la résultante sismique.

Tableau V.5 : Vérification de de l'excentricité.

Tableau V.6 : Vérification des déplacements.

Tableau V.7 : Vérification des déplacements max au sommet.

Tableau V.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Tableau V.9 : Vérification au renversement.

CHAPITRE VI : ETUDE DU PLANCHER COLLABORANT

Tableau VI.1:Les efforts tirés à partir de l'ETABS.

Tableau VI.2 : Les valeurs des moments dans la phase de construction.

Tableau VI.3 : Les valeurs des moments dans la phase finale.

Tableau VI.4 : Les valeurs des efforts tranchants.

CHAPITRE VII : VERIFICATIONS DES ELEMENTS

Tableau VII.1: sollicitations sur la poutre principale IPE 300.

Tableau VII.2 : Les valeurs des efforts tranchants.

Tableau VII.3: Les valeurs des moments.

Tableau VII.4: sollicitations sur le poteau HEA 300.

Tableau VII.5 : Les valeurs des efforts tranchants.

Tableau VII.6: Les valeurs des moments.

Tableau VII.7: sollicitations sur le contreventement.

Tableau VII.8 : Les valeurs des efforts tranchants.

Tableau VII.9: Les valeurs des moments.

CHAPITRE VIII : ETUDES DES ASSEMBLAGES

Tableau VIII.1 : Caractéristiques des boulons.

Tableau VIII.2 : Les caractéristiques de profile IPE 300.

Tableau VIII.3 : Les caractéristiques de profile IPE 200.

Tableau VIII.4 : Les caractéristiques de cornière 2L (80x8).

Tableau VIII.5 : Les caractéristiques de profile HEA 300.

Tableau VIII.6 : Les caractéristiques de profile IPE 220.

Tableau VIII.7 : Les caractéristiques de cornière 2L (80x8).

Tableau VIII.8 : Les caractéristiques de profile HEA 300.

Tableau VIII.9 : Les caractéristiques de profile IPE 300.

Tableau VIII.10 : Les caractéristiques de cornière 2L (120x15).

Tableau VIII.11 : Les caractéristiques de cornière 2L (120x15).

Tableau VIII.12 : Les caractéristiques de profile HEA 300.

CHAPITRE IX : ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau IX.1 : Ferrailage la poutre de rigidité.

Notations générales

Actions :

G : charge permanente uniformément répartie (kN/ml).

Q : charge d'exploitation uniformément répartie (kN/ml).

E : action sismique.

S : charge de neige (kN/m²).

S_k : charge de neige sur le sol (kN/m²).

W : charge de vent (kN/m²).

q_j : pression statique du vent (N/m²).

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m²).

q_{u,s} : charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

Sollicitations-Contraintes-Déformations :

E_a : module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).

ν : coefficient de poisson pour l'acier.

G : module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).

F_p : effort de précontrainte dans un boulon (kN).

M_{sd} : moment sollicitant maximum (kN.m).

M_{Rd} : moment résistant (kN.m).

M_{St} : moment stabilisateur

M_{cr} : moment critique élastique de déversement.

N_{Sd} : effort normal due aux charges verticales (kN).

N_u : effort normal pondéré (kN).

N_{Rd} : effort normal résistant (kN).

N_{pl} : effort normal de plastification (kN).

V_{Sd} : effort tranchant sollicitant (kN).

V_{pl} : effort tranchant de plastification (kN).

f : flèche d'une poutre (mm).

f_{adm} : flèche admissible (mm).

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).

ε : allongement relatif (déformation %).

ε_y : déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).

f_{yb} : résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).

σ : contrainte normale (MPa).

τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Notations générales :

Caractéristiques géométriques :

A : section brute d'une pièce (cm²).

A_{net} : section nette d'une pièce (cm²).

A_v : aire de cisaillement (cm²).

I_y : moment d'inertie de flexion maximal (cm⁴).

a : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

B_{eff} : largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).

h : hauteur d'une pièce en générale (mm).

h_p : hauteur de la tôle profilée (mm).

h_c : épaisseur de la dalle en béton armé (cm).

A_s : section d'armature de béton (cm²).

L : longueur, ou portée d'une poutre (m).

L_{cr} : longueur critique (m).

t : épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).

t_f : épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

t_w : épaisseur d'une âme de poutre (mm).

i : rayon de giration d'une section (mm).

L_f : longueur de flambement (mm).

v_s : distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section (mm).

v_i : distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

Coefficients et grandeurs sans dimensions

n : nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.

P : nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

K : coefficient de flambement.

$K_y; K_z$: coefficient de flambement-flexion.

β_M : facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

ε : coefficient de réduction élastique de l'acier

λ : élancement de l'élément.

K_λ : élancement eulérien.

λ : élancement réduit.

λ_{LT} : élancement de déversement.

μ : coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

χ : coefficient de réduction de flambement.

χ_{LT} : coefficient de réduction de déversement.

γ : coefficient partiel de sécurité.

Indice (sd) : sollicitation de calcul.

Indice (Rd) : résistance de calcul.

Introduction générale

Le développement que le monde est entrain de vivre, nous pousse à innover et aller plus vite dans tous les secteurs et surtout dans le domaine du bâtiment « chercher à aller plus haut, plus rapidement et plus léger ».

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art, elles emploient en particulier, les tôles et les profiles. Le cout élevé des matériaux de base conduit à rechercher le poids minimal et à développer l'emploi de l'acier pour des domaines très spécifiques permettant de mettre en valeur les qualités suivantes : la légèreté, la rapidité de mise en œuvre, l'adaptation aux transformations ultérieures et les propriétés mécaniques élevés (limite élastique, ductilité, résistance a la fatigue).

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

A cet effet, notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage administratif. Il se situe à ANNABA.

On familiarise avec l'outil informatique qui est devenu essentiel dans ce genre de calcul .on a pour cela choisi l'uns des logiciel les plus puissants et les plus généraux : Le logiciel **ETABS**, **ROBOT**, **ROBOT EXPERT**, **AUTOCAD**.

CHAPITRE I

« PRESENTATION DU PROJET »

I.1. Présentation de l'ouvrage:

Le projet consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique de six niveaux(R+5). Cette structure est destinée pour usage administratif.

Ce projet est implanté à ANNABA qui est classé comme zone de moyenne séismicité **Iia** « selon la classification du **RPA version 2003** » L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux-poutres) et de plancher mixte (béton-acier).

La stabilité est assurée par des palés triangulés en **X** dans le sens transversale et en **V** dans le sens longitudinal.

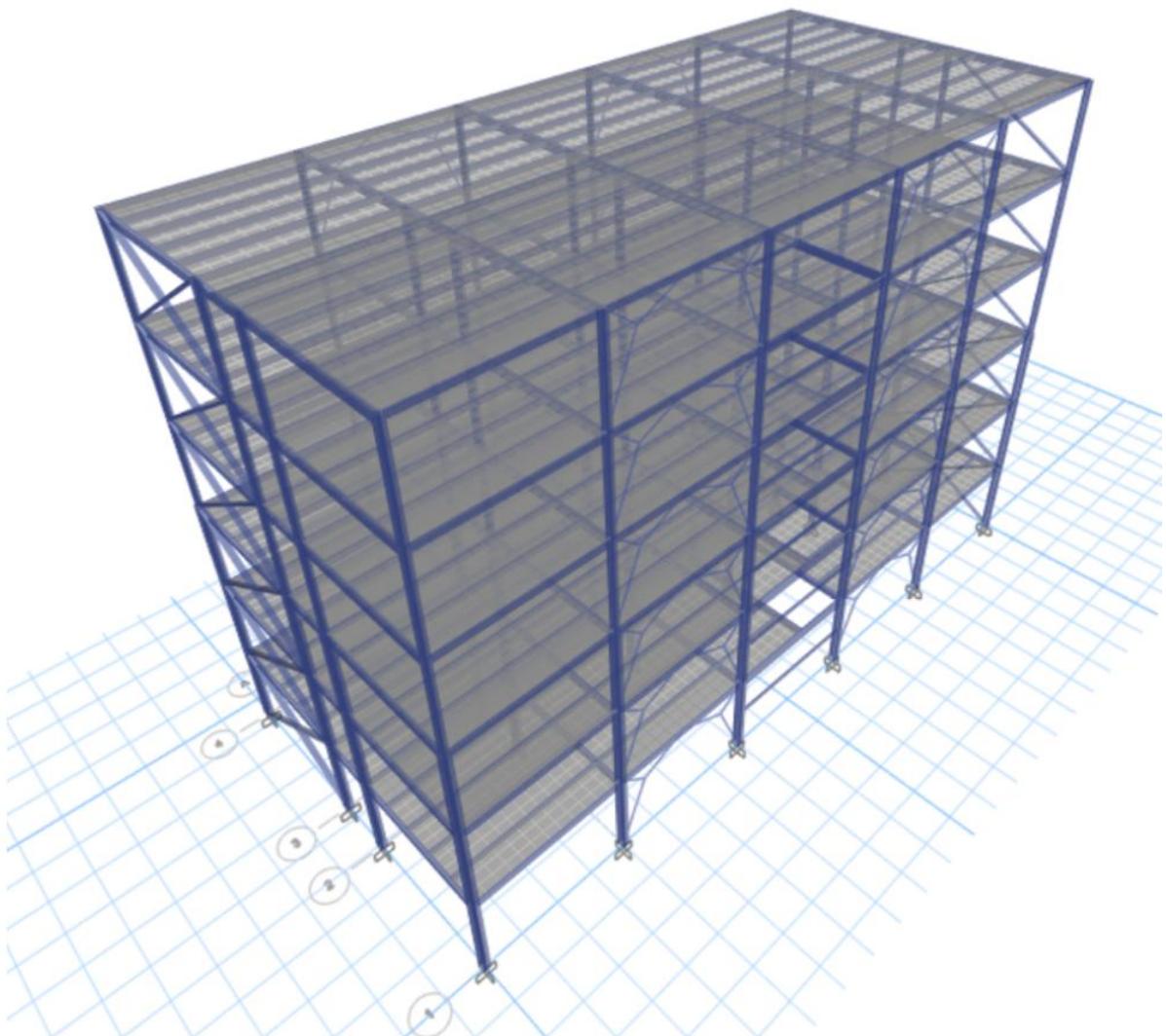


Figure I.1 : Vue 3D du bâtiment.

I.2. Description architecturale:

Les dimensions du bâtiment sont :

➤ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur du RDC **3.6 m**
- Hauteur des autres étages **3.6 m**
- Hauteur d'acrotère..... **0.6m**
- Hauteur totale de bâtiment..... **22.2 m**

➤ **Dimensions en plans:**

- Longueur totale du bâtiment..... **30.30 m**
- Largeur totale du bâtiment..... **14.30 m**
- Surface totale : **433.29m²**

I.3. Description structurale:

I.3.1. Ossature :

Partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en **HEA**, poutres en **IPE** et contreventé par des palés des stabilités en **X** et en **V**.

I.3.2. Les planchers :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en poutre mixte d'épaisseur 12 cm coulée sur un bac d'acier TN40. Le plancher terrasse à une pente pour l'écoulement des eaux pluviales

I.3.3. Escaliers:

Les escaliers sont des structure accessoire qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, ils sont en structure métalliques les marche en tôle, revêtues avec mortier de pose et carrelage. Pour chaque étage les escaliers sont composés de deux volées de marche portée par un limon. Les palées de repos sont de type poutre mixte.

I.3.4. Acrotère :

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60.00 cm et une épaisseur de 10.00 cm.

I.4. Assemblages :

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

- Boulon ordinaire.
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

I.5. Localisation et données concernant le site :

Le projet est un bâtiment, implantée à wilaya d'Annaba dont :

- Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- Hypothèses climatique : zone **B** pour la neige, zone III pour le vent (selon le RNV99).
- Zone sismique : zone IIa (moyenne sismicité selon le RPA99V2003).

I.6 . Règlements et documents utilisés:

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

Eurocode3, Eurocode4: Règle de calcul des constructions en acier et mixte.

RPA99 version 2003 : Règlement Parasismique Algérien.

RNV99 version 2013 : Règle définissant les effets de la neige et du vent.

DTR BC2.2 : Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges.

I.7. Matériaux utilisés:

- **Acier :** Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

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

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module de Young : $E = 210000 \text{ MPa}$
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\nu) = 84000 \text{ MPa}$.

- **Béton :**

- ✓ Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3
- ✓ Béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3

Résistance de béton :

Caractéristique du béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- ✓ La classe C25/30

✓ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

I.8 Plans d'architectures:

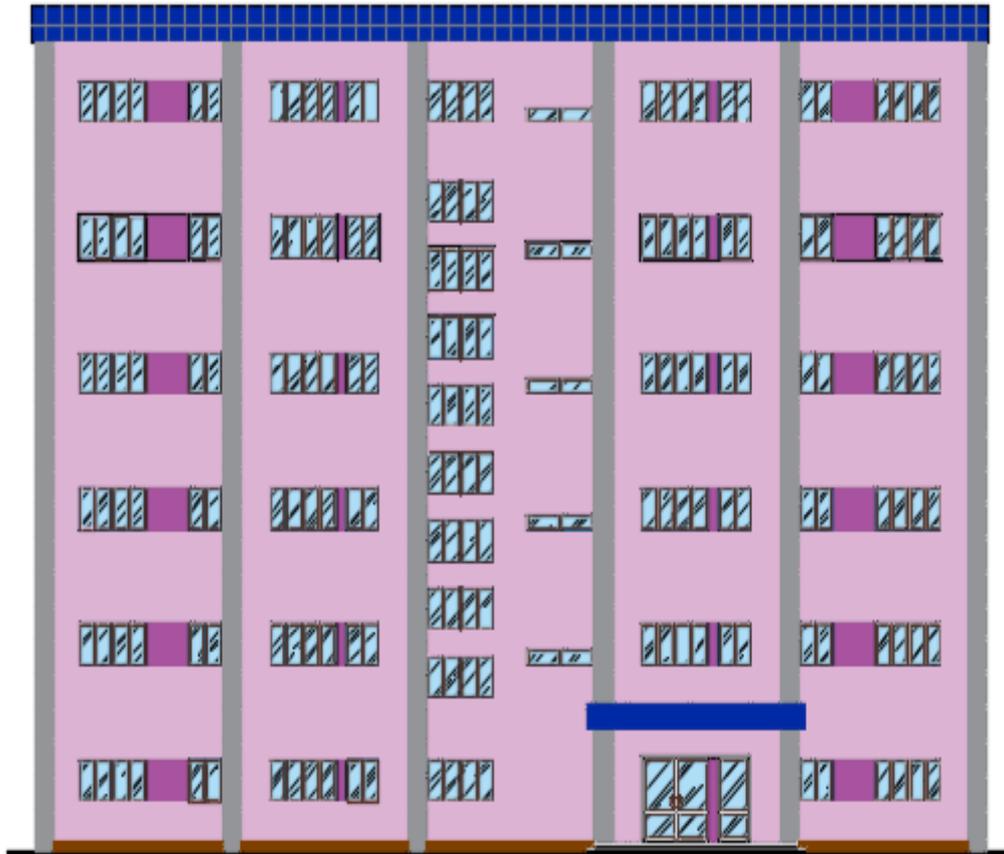


Figure I.2 : Façade principale

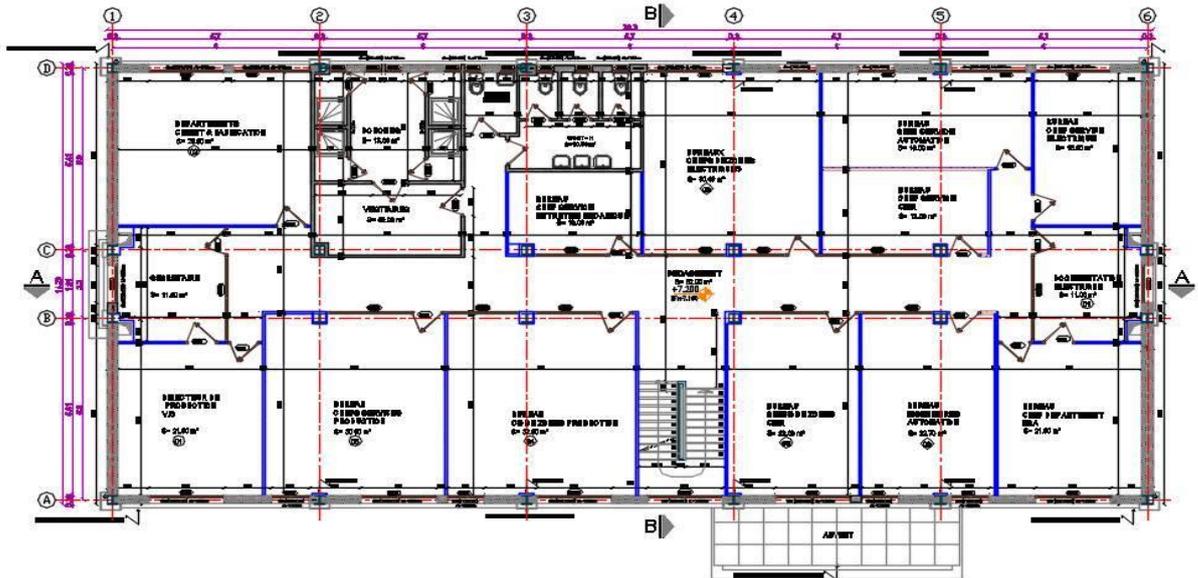


Figure I.3 : Plan RDC → 5^{ème}

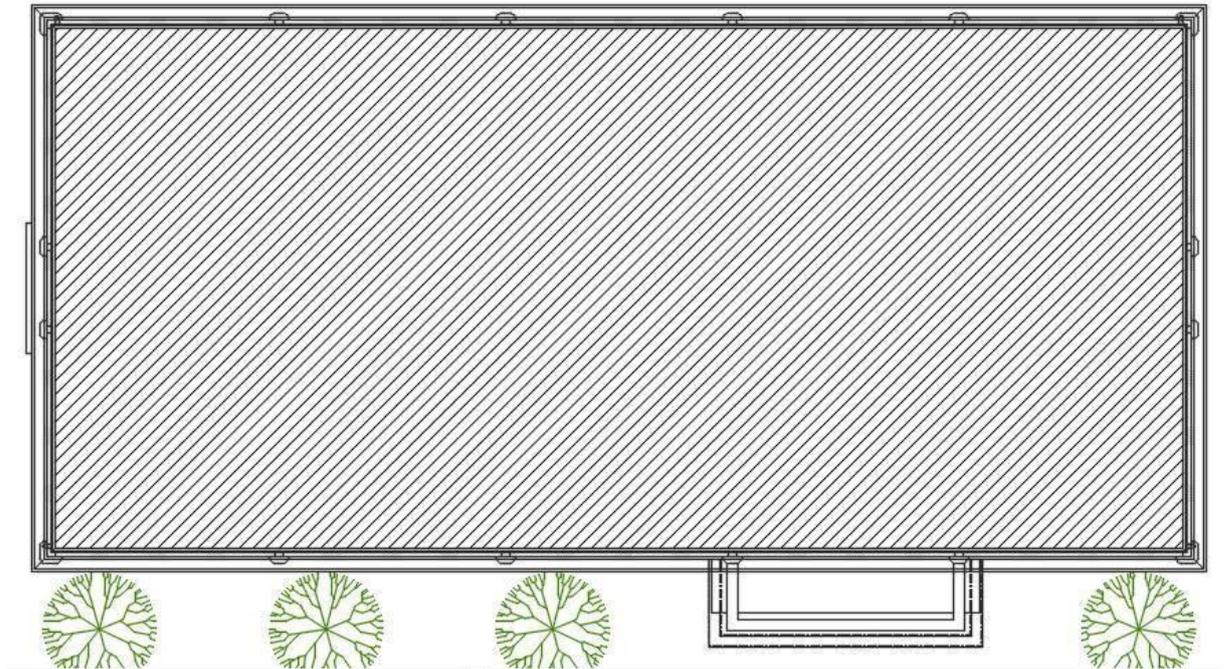


Figure I.4: Plan terrasse inaccessible

CHAPITRE II

« EVALUATION DES ACTIONS »

II.1. Introduction:

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, il ya des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique **DTR B.C2.2 (charges et surcharges)** et **DTR C.2-47 (neige et vent)**.

II.2. Charges permanentes(G) :

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

II.2.1. Plancher terrasse :

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m3)	G (KN/m ²)
1	Gravions de protection	5	17	0,85
2	Étanchéité multicouche	2	/	0,12
3	Forme de pente	10	20	2
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	Dalle pleine	12	25	3
6	Coffrage	/	/	0,11
7	Faux plafond	1	/	0,2
G				6,44

Tableau II.1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible).

II.2.2. Plancher courant :

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m3)	G (KN/m ²)
1	Cloisons	10	/	1
2	Carrelage	2	20	0,4
3	Mortier de pose	2	20	0,4
4	Lit de sable	2	18	0,36
5	Dalle pleine	12	25	3
6	Coffrage	/	/	0,11
7	Faux plafond	1	/	0,2
G				5,47

Tableau II.2: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant.

II.3. Surcharges d'exploitations (Q):

Il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique **DTR.C2.2 (charges et sur charges)**.

II.3.1. Plancher terrasse :

Type	Charge d'exploitation (KN/m ²)
Charge d'entretien(Q)	1

Tableau II.3: Evaluation des charges d'exploitations du plancher terrasse (inaccessible).

II.3.2. Plancher courant :

Type	Charge d'exploitation (KN/m ²)
Bureaux	2,5
Escaliers	4

Tableau II.4: Evaluation des charges d'exploitations du plancher étage courant.

II.4. Charges climatiques :

II.4.1. Effet de la neige :

II.4.1.1. Introduction:

L'accumulation de la neige sur la toiture du bâtiment produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Le règlement **RNV99 version 2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 10 m.

II.4.1.2. Charge de la neige sur la toiture:

$$S = \mu \times S_k \quad [\text{KN/m}^2] \quad (\text{\S 3.1.1. RNV99 version 2013})$$

Avec:

S_k: Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de la localisation géographique et l'altitude du lieu considéré.

μ: coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudié est située à Annaba qui est classé en zone B selon la classification de **RNV99 version 2013**.

La valeur de S_k : en KN/m² est déterminée par la loi de variation suivante, en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$\text{Zone B} \rightarrow S_k = \frac{0.04H+10}{100} \quad [\text{KN/m}^2] \quad (\text{\S 4. RNV99 version 2013})$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer

H = 10m

✓ **Application numérique :**

$$S_k = \frac{(0.04 \times 10) + 10}{100} = 0.104 \text{ kN/m}^2$$

Coefficient de forme de la toiture : en fonction de la forme de la toiture.

Le projet ne présente pas des discontinuités de niveaux, et on a une pente de 15% comprise entre 0° et 30° donc $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 1 RNV99 version 2013).

Tableau II.5 : Coefficient de forme-toiture à un versant

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0

Calcul de la charge de neige : $S = \mu \times S_k$ [kN/m²]

$$S = 0.8 \times 0.104 = 0.08 \text{ kN/m}^2$$

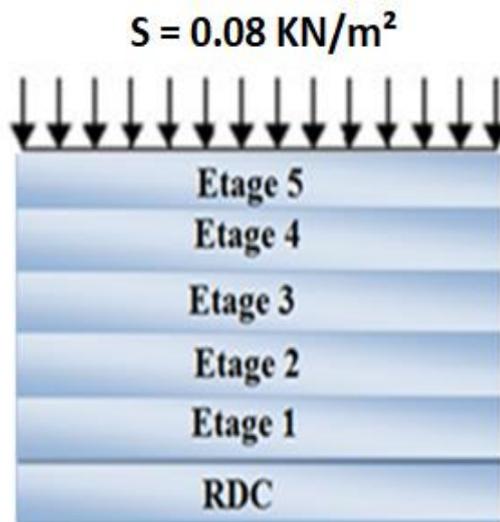


Figure II.1: Action de la neige

II.4.2. Effet du vent :

II.4.2.1. Introduction:

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.

Le calcul sera mené conformément au **Règlement Neige et Vent**

Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

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.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction.

- La direction V1 et V1' du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V2 et V2' du vent : parallèle à la façade principale.

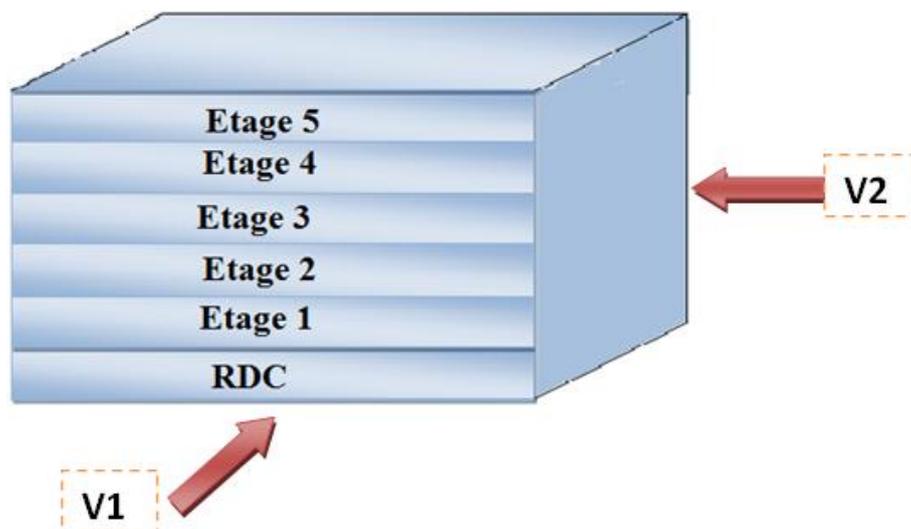


Figure II.2: Actions du vent

II.4.2.2. Données relatives au site :

a) Effet de la région :

Notre structure est située dans la **Zone III** (ANNEXE 1, tableau A.2 RNV99 version 2013)

- La pression de référence : $q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$. (ch2- tableau 2-2 du RNV99 version 2013)

- La valeur de la vitesse de la référence du vent : $V_{réf} = 29 \text{ m/s}$

b) Effet de site :

Site plat : coefficient de topographie $C_t=1$

Catégorie de terrain : **II** (tableau 2-4)

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52

Tableau II.5 : Catégorie de terrain

II.4.2.3. Détermination de la pression aérodynamique W (zj)

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{Ch2. § 2.5.2 RNV99 version 2013})$$

Avec:

$q_p(z_e)$: en (N/m^2) est La pression dynamique de pointe, calculée à la hauteur Z_e

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

a. Hauteur de référence Z_e :

Direction du vent	h en (m)	b en (m)
V1	22.2	30.30
V2	22.2	14.29

b. Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence Z_e est donnée par

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(Z_e) \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{Ch2. § 2.3.1 RNV99 version 2013})$$

Tel que : $q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$

$C_e(Z_e)$: coefficient d'exposition au vent

▪ **Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z_e)$:**

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

$C_e(z)$ est donné par formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) + [1+7 \times I_v(z)] \quad (\text{Ch2 § 2.4.2 RNV99 version 2013})$$

Avec :

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

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

Z (en m) : est la hauteur considérée.

- **Coefficient de topographie C_t :**

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées

(Ch2 § 2.4.5.2 RNV99 version 2013)

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0.05 \\ C_t(z) = 1 + s_{\max} \times \left(1 - \frac{/x/}{K_{\text{red}} \times L}\right) \times e^{-\alpha \left(\frac{\phi}{L}\right)} & \text{pour } \phi \geq 0.05 \end{cases}$$

c. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont des surfaces chargées de $1m^2$, aux quelles correspondent les coefficients de pression notes respectivement $C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$.

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

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe.1} & \text{si : } S \leq 1m^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log(S) & \text{si : } 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} & \text{si : } S \geq 10m^2 \end{cases}$$

Ou S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée. (Ch5 § 5.1.1.2 RNV99 version 2013)

Pour la direction du vent V1 et V1'

La hauteur de référence est : $h = 22.2 \text{ m} < b = 30.30 \text{ m}$

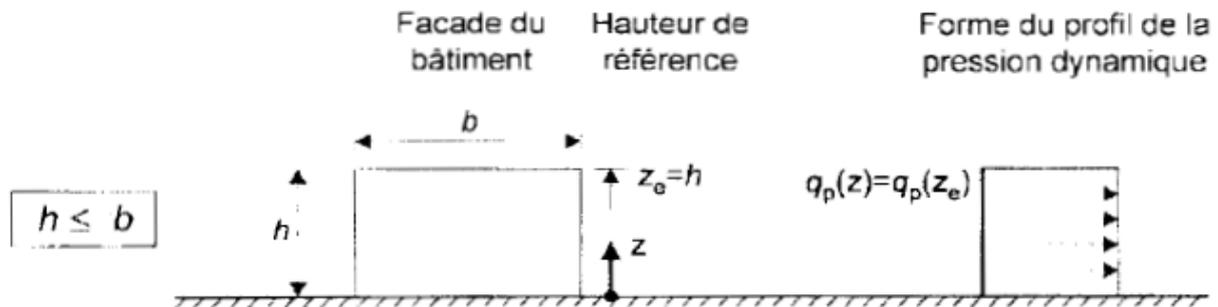


Figure II.3 : subdivision du bâtiment pour la définition de La hauteur de référence

Donc la hauteur de référence Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments

→ $Z_e = h = 22.2 \text{ m}$

- Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien) (Ch2 § 2.4.5

RNV99 version 2013)

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z < z_{\min} \end{array} \right.$$

Avec :

K_T : Facteur de terrain.

z_0 : Paramètre de rugosité.

z_{\min} : Hauteur minimale .

Z : Hauteur considérée = 22.2m

$Z_{\min} = 2 \leq Z = 22.2 \leq 200\text{m}$

$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \rightarrow C_r(22.2) = 0.190 \times \ln\left(\frac{22.2}{0.05}\right) = 1.158$

- Coefficient de topographie C_t :

Site plat : coefficient de topographie $C_t=1$

- Détermination du l'intensité de turbulence I_v :

Le coefficient de l'intensité de la turbulence est défini comme étant l'écart type de la turbulence divise par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 (Ch2 § 2.4.6

RNV99 version 2013)

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \text{ pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

$$Z = 22.2 > Z_{\min} = 2$$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)} \rightarrow I_v(22.2) = \frac{1}{1 \times \text{Ln}\left(\frac{22.2}{0.05}\right)} = 0.164$$

⇒ Le coefficient d'exposition $C_e(Z_e)$:

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) + [1+7 \times I_v(z)] \rightarrow C_e(22.2) = 1^2 \times 1.158^2 \times [1+7 \times 0.164] = 2.88$$

⇒ La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:

$$q_p(Z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_e) \rightarrow q_p(22.2) = 500 \times 2.88 = 1440.19 \text{ N/m}^2$$

les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Z(m)	C_r	C_t	I_v	C_e	q_p (N/m ²)
22.2	1.158	1	0.164	2.88	1440.19

Tableau II.6: Valeur de pression dynamique (direction V1 et V1')

▪ Calcul de C_{pe} pour les parois verticales (La direction du vent V1 et V1'):

$d = 14.29\text{m}$ (dimension de la construction parallèle au vent)

$b = 30.30\text{m}$ (dimension de la construction perpendiculaire au vent)

$h = 22.2\text{m}$ et $e = \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [30.30 ; 2 \times 22.2] \Rightarrow e = \min [30.30 ; 44.4]$

⇒ $e = 30.30\text{m}$

On a : $d = 14.29\text{m} < e = 30.30\text{m}$

D'après la (fig5.1 RNV99 version 2013) on divise les parois comme suit :

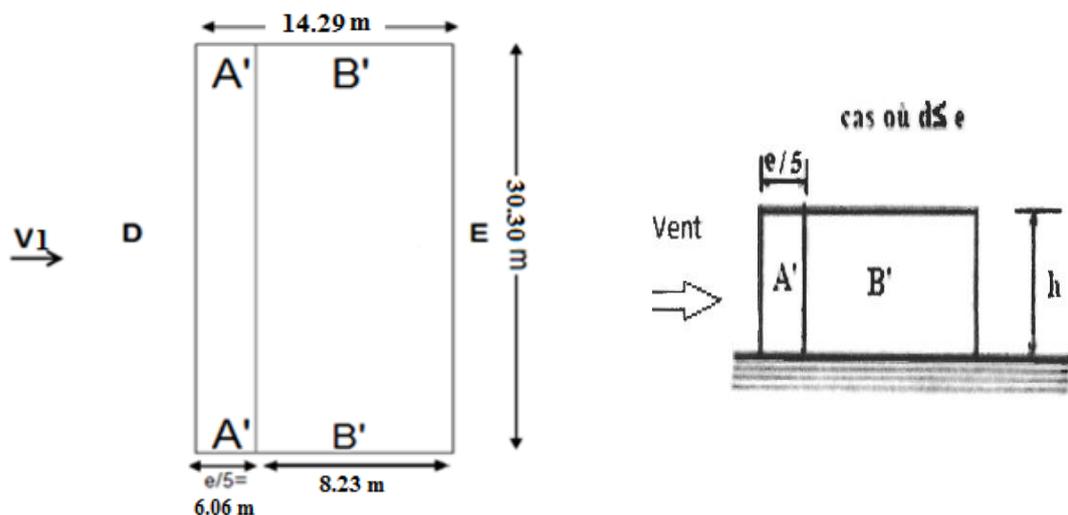


Figure II.4 : légende pour les parois verticales de V1 et V1'

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zones	A'	B'	D	E
Surfaces (m ²)	6.06×22.2 =134.53	8.23×22.2 =182.70	30.30×22.2 =672.66	E=D =672.66

Tableau II.7: les surfaces des zones chargées pour les parois verticales sens V1 et V1'

On voit que toutes les surfaces sont supérieures à 10m², donc $C_{pe} = C_{pe.10}$ pour chaque zone
 Suivant (tab 5.1 RNV99 version 2013) on détermine les valeurs de C_{pe} correspondantes :

Zones	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau II.8 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1 et V1'

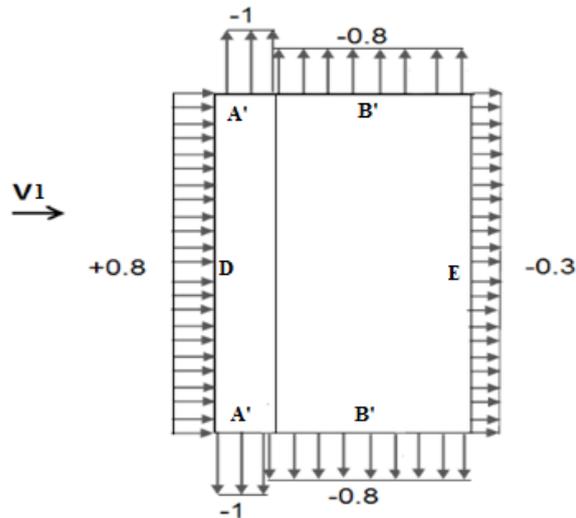


Figure II.5 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1 et V1'

▪ **Calcul de C_{pe} pour la toiture (La direction du vent V1 et V1'):**

- on a une toiture plate avec acrotère

$h_p = 0.6$ m (hauteur de l'acrotère)

$h = 21.6$ m (hauteur du bâtiment seul)

$b = 30.30$ m (longueur total du bâtiment)

$d = 14.29$ m (largeur du bâtiment)

$e = \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [30.30 ; 2 \times 21.6] \Rightarrow e = \min [30.30 ; 43.2] \Rightarrow e = 30.30$ m

D'après (Ch5 fig5.2 RNV99 version 2013) on divise la toiture comme suit :

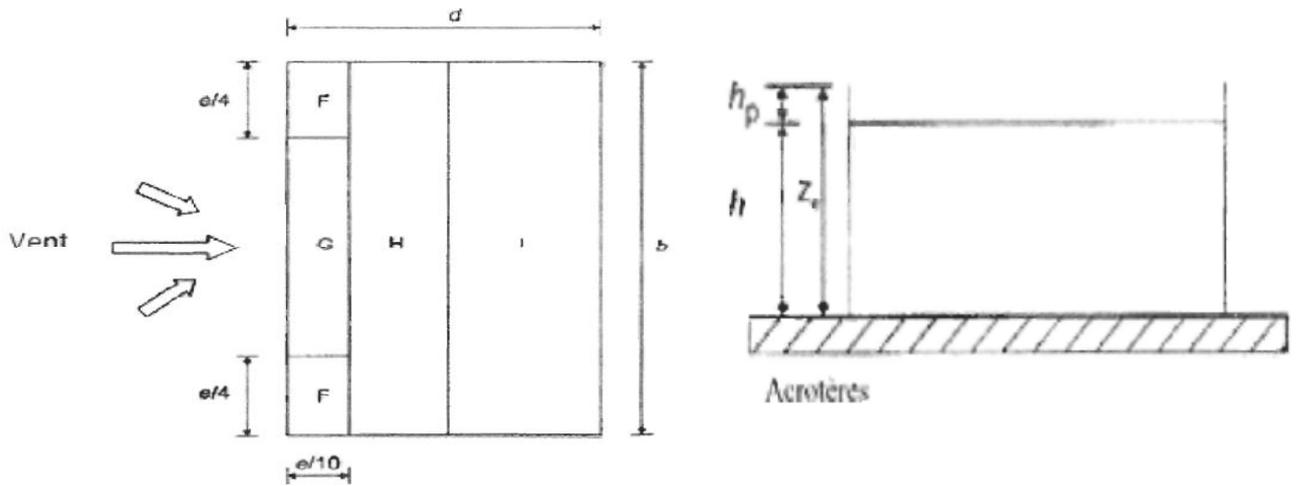


Figure II.6 : légende pour les toitures plates

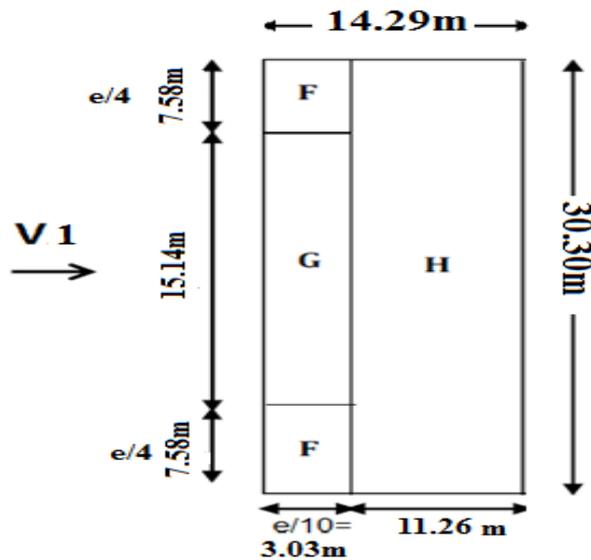


Figure II.7 : légende pour les toitures plates de V1 et V1'

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zones	F	G	H
Surfaces (m ²)	7.58×3.03 =22.97	15.14×3.03 =45.87	11.26×30.30 =341.18

Tableau II.9 : les surfaces des zones chargées pour la toiture sens V1 et V1'

On voit que toutes les surfaces supérieures à 10m², donc $C_{pe} = C_{pe.10}$ pour chaque zone.

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{21.6} = 0.027 \quad 0.025 < 0.027 < 0.05$$

- Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\frac{h_p}{h} = 0.025$ et $\frac{h_p}{h} = 0.05$ tirées du (tab5.2 RNV99 version 2013)

$$F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \dots \dots \dots \text{ [La formule de l'interpolation]}$$

$$\text{Zone F : } C_{pe} = C_{pe.10} = -1.6 + \frac{-1.4 - (-1.6)}{0.05 - 0.025} \times (0.027 - 0.025) \Rightarrow C_{pe} = -1.58$$

$$\text{Zone G : } C_{pe} = C_{pe.10} = -1.1 + \frac{-0.9 - (-1.1)}{0.05 - 0.025} \times (0.027 - 0.025) \Rightarrow C_{pe} = -1.08$$

$$\text{Zone H : } C_{pe} = C_{pe.10} = -0.7 + \frac{-0.7 - (-0.7)}{0.05 - 0.025} \times (0.027 - 0.025) \Rightarrow C_{pe} = -0.7$$

Zones	F	G	H
C_{pe}	-1.58	-1.08	-0.7

Tableau II.10 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture de V1 et V1'

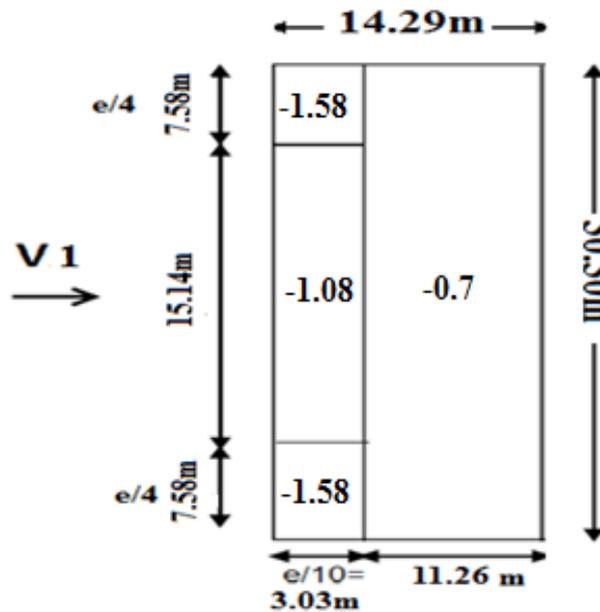


Figure II.8 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture sens V1 et V1'

Les résultats de $W(zj)$ sont données par les tableaux suivants :

Niveau	Zone	$q_p(Ze)N/m^2$	C_{pe}	$W(zj)(N/m^2)$
RDC	A'	1440.19	-1	-1440.19
RDC	B'	1440.19	-0.8	-1152.2
RDC	D	1440.19	0.8	1152.2
RDC	E	1440.19	-0.3	-432.06

Tableau II.11 : Les valeurs des pressions $W(zj)$ sur RDC (V1 et V1')

Niveau	Zone	$q_p(Ze)N/m^2$	C_{pe}	$W(zj)(N/m^2)$
Etage 1	A'	1440.19	-1	-1440.19
Etage 1	B'	1440.19	-0.8	-1152.2
Etage 1	D	1440.19	0.8	1152.2
Etage 1	E	1440.19	-0.3	-432.06

Tableau II.12 : Les valeurs des pressions $W(zj)$ sur Etage 1 (V1 et V1')

Niveau	Zone	$q_p(Ze)N/m^2$	C_{pe}	$W(zj)(N/m^2)$
Etage 2	A'	1440.19	-1	-1440.19
Etage 2	B'	1440.19	-0.8	-1152.2
Etage 2	D	1440.19	0.8	1152.2
Etage 2	E	1440.19	-0.3	-432.06

Tableau II.13 : Les valeurs des pressions $W(zj)$ sur Etage 2 (V1 et V1')

Niveau	Zone	$q_p(Ze)N/m^2$	C_{pe}	$W(zj)(N/m^2)$
Etage 3	A'	1440.19	-1	-1440.19
Etage 3	B'	1440.19	-0.8	-1152.2
Etage 3	D	1440.19	0.8	1152.2
Etage 3	E	1440.19	-0.3	-432.06

Tableau II.14 : Les valeurs des pressions $W(zj)$ sur Etage 3 (V1 et V1')

Niveau	Zone	$q_p(Ze)N/m^2$	C_{pe}	$W(zj)(N/m^2)$
Etage 4	A'	1440.19	-1	-1440.19
Etage 4	B'	1440.19	-0.8	-1152.2
Etage 4	D	1440.19	0.8	1152.2
Etage 4	E	1440.19	-0.3	-432.06

Tableau II.15 : Les valeurs des pressions $W(zj)$ sur Etage 4 (V1 et V1')

Niveau	Zone	$q_p(Z_e)N/m^2$	C_{pe}	$W(z_j)(N/m^2)$
Etage 5	A'	1440.19	-1	-1440.19
Etage 5	B'	1440.19	-0.8	-1152.2
Etage 5	D	1440.19	0.8	1152.2
Etage 5	E	1440.19	-0.3	-432.06

Tableau II.16 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 5 (V1 et V1')

Niveau	Zone	$q_p(Z_e)N/m^2$	C_{pe}	$W(z_j)(N/m^2)$
Toiture	F	1440.19	-1.58	-2275.5
Toiture	G	1440.19	-1.08	-1555.4
Toiture	H	1440.19	-0.7	-1008.1

Tableau II.17 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V1 et V1')

Pour la direction du vent V2 et V2:

La hauteur de référence est : $b = 14.29m < h = 22.2m < 2b = 28.58m$

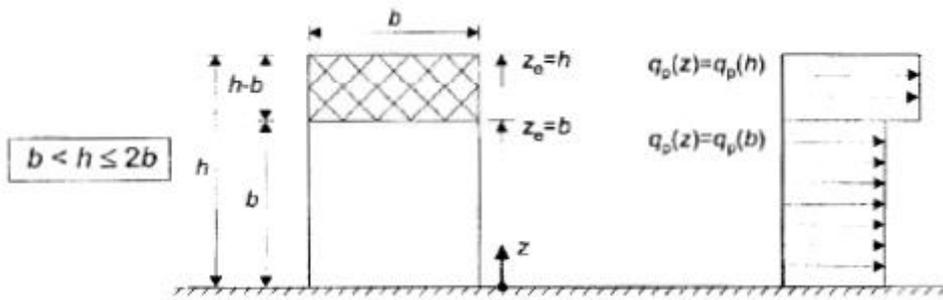


Figure II.9 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence

Donc: $\begin{cases} Z_e \text{ est pris égal à la largeur du bâtiment} \rightarrow Z_e = b = 14.29m \\ Z_e \text{ est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment} \rightarrow Z_e = h = 22.2m \end{cases}$

- **Détermination du coefficient de la rugosité C_r :**

Tronçon 1 : de 0 à 14.29m

$$Z_{\min} = 2 < Z = 14.29m < 200m$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \rightarrow C_r(14.29) = 0.190 \times \ln\left(\frac{14.29}{0.05}\right) = 1.075$$

Tronçon 2 : de 14.29m à 22.2m

$$Z_{\min} = 2 < Z = 14.29m < 200m$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \rightarrow C_r(22.2) = 0.190 \times \ln\left(\frac{22.2}{0.05}\right) = 1.158$$

Tronçon	Z(m)	c _r (z)
de 0 à 14.29m	14.29	1.075
de 14.29m à 22.2m	22.2	1.158

- Coefficient de topographie C_t: Site plat : coefficient de topographie C_t = 1

- Intensité de turbulence I_v:

Tronçon 1 : de 0 à 14.29m

$$Z = 14.29\text{m} > Z_{\min} = 2$$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \rightarrow I_v(14.29) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{14.29}{0.05}\right)} = 0.177$$

Tronçon 2 : de 14.29m à 22.2m

$$Z = 22.2\text{m} > Z_{\min} = 2$$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \rightarrow I_v(22.2) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{22.2}{0.05}\right)} = 0.164$$

Tronçon	Z(m)	I _v
de 0 à 14.29m	14.29	0.177
de 14.29m à 22.2m	22.2	0.164

⇒ Le coefficient d'exposition C_e (Z_e) :

Tronçon 1 : de 0 à 14.29m

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) + [1+7 \times I_v(z)] \rightarrow C_e(14.29) = 1^2 \times 1.075^2 + [1+7 \times 0.177] = 3.395$$

Tronçon 2 : de 14.29m à 22.2m

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) + [1+7 \times I_v(z)] \rightarrow C_e(22.2) = 1^2 \times 1.158^2 + [1+7 \times 0.164] = 3.489$$

Tronçon	Z(m)	C _e (z)
de 0 à 14.29	14.29	3.395
de 14.29 à 22.2	22.2	3.489

⇒ La pression dynamique de pointe q_p(z_e):

Tronçon 1 : de 0 à 14.29m

$$q_p(Z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_e) \rightarrow q_p(14.29) = 500 \times 3.395 = 1697.5\text{N/m}^2$$

Tronçon 2 : de 14.29m à 22.2m

$$q_p(Z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_e) \rightarrow q_p(22.2) = 500 \times 3.489 = 1744.5 \text{ N/m}^2$$

les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Z(m)	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p (N/m ²)
14.29	1.075	1	0.177	3.395	1697.5
22.2	1.158	1	0.164	3.489	1744.5

Tableau II.18 : Valeur de pression dynamique (direction V2 et V2')

▪ **Calcul de C_{pe} pour les parois verticales (La direction du vent V2 et V2') :**

b = 14.29m (dimension de la construction perpendiculaire au vent)

d = 30.30m (dimension de la construction parallèle au vent)

h = 22.2m et e = min [b ; 2h] ⇒ e = min [14.29 ; 2×22.2] ⇒ e = min [14.29 ; 44.4]

⇒ e = 14.29m

On a : d = 30.30m > e = 14.29m

D'après la (fig5.1 RNV99 version 2013) on divise les parois comme suit :

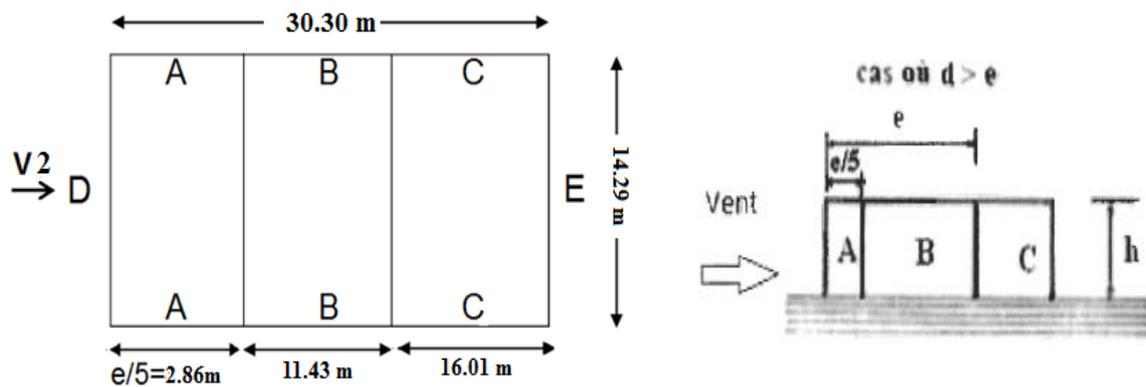


Figure II.10: légende pour les parois verticales de V2 et V2'

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m ²)	2.86×22.2 =63.49	11.43×22.2 =253.75	16.01×22.2 =355.42	14.29×22.2 =317.24	E=D =317.24

Tableau II.19: les surfaces des zones chargées pour les parois verticales sens V2 et V2'

On voit que toutes les surfaces supérieures à 10m², donc C_{pe} = C_{pe.10} pour chaque zone

suisant (Tab 5.1 RNV 2013Version2013) on détermine les valeurs de C_{pe} correspondant :

Zones	A	B	C	D	E
C _{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.20 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales de V2 et

V2'

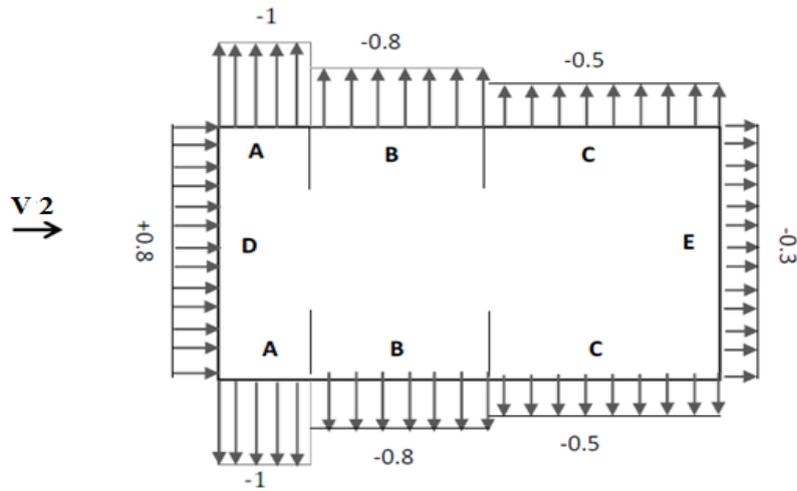


Figure II.11: les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2 et V2'

▪ **Calcul de C_{pe} pour la toiture (La direction du vent V2 et V2'):**

- on a une toiture plate avec acrotère

$h_p = 0.6 \text{ m}$ (hauteur de l'acrotère)

$h = 21.6 \text{ m}$ (hauteur du bâtiment seul)

$b = 14.29 \text{ m}$ (largeur total du bâtiment)

$d = 30.30 \text{ m}$ (longueur du bâtiment)

$e = \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [14.29 ; 2 \times 21.6] \Rightarrow e = \min [14.29 ; 43.2] \Rightarrow e = 14.29 \text{ m}$

D'après la (fig5.2 RNV99 version 2013) on divise la toiture comme suit :

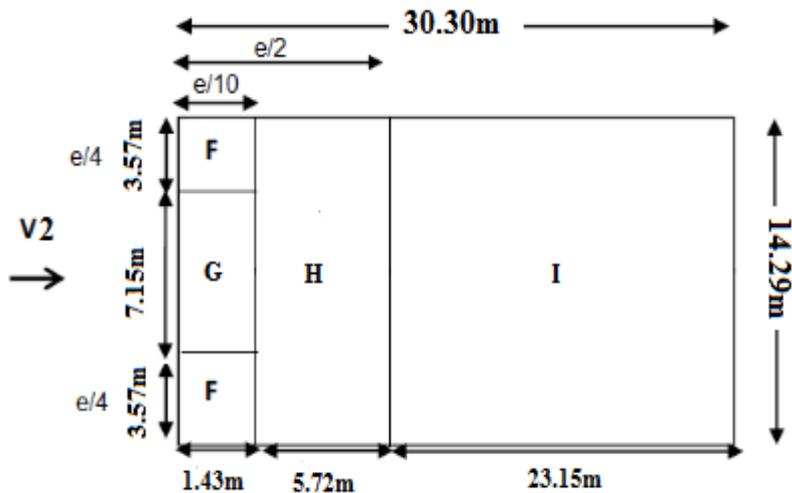


Figure II.12 : légende pour les toitures plates selon V2 et V2'

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	1.43×3.57 =5.11	1.43×7.15 =10.22	5.72×14.29 =81.74	23.15×14.29 =330.81

Tableau II.21 : les surfaces des zones chargées pour la toiture sens V2 et V2'

On voit que les surfaces des zones (G, H, I) supérieure à 10m², donc $C_{pe} = C_{pe.10}$ pour chaque zone.

La surface de zone F est entre 1m² et 10m² donc la valeur de C_{pe} est donnée par la formule suivant :

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log(S)$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{21.6} = 0.027 \quad 0.025 < 0.027 < 0.05$$

- Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\frac{h_p}{h} = 0.025$ et $\frac{h_p}{h} = 0.05$ tirées du (tab5.2 RNV99 version 2013)

$$F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \dots \dots \dots [La formule de l'interpolation]$$

Zone F : $1m^2 < S = 5.11m^2 < 10m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log(S)$

$$C_{pe.1} = -2.2 + \frac{-2.0 - (-2.2)}{0.05 - 0.025} \times (0.027 - 0.025) \rightarrow C_{pe.1} = -2.18$$

$$C_{pe.10} = -1.6 + \frac{-1.4 - (-1.6)}{0.05 - 0.025} \times (0.027 - 0.025) \rightarrow C_{pe.10} = -1.58$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -2.18 + (-1.58 - (-2.18)) \times \log(5.11) \rightarrow C_{pe} = -1.75$$

Zone G: $C_{pe} = C_{pe.10} = -1.1 + \frac{-0.9 - (-1.1)}{0.05 - 0.025} \times (0.027 - 0.025) \rightarrow C_{pe} = -1.08$

Zone H: $C_{pe} = C_{pe.10} = -0.7 + \frac{-0.7 - (-0.7)}{0.05 - 0.025} \times (0.027 - 0.025) \rightarrow C_{pe} = -0.7$

Zone I: $C_{pe} = -0.2$

Zones	F	G	H	I
C_{pe}	-1.75	-1.08	-0.7	-0.2

Tableau II.22 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture de V2 et V2'

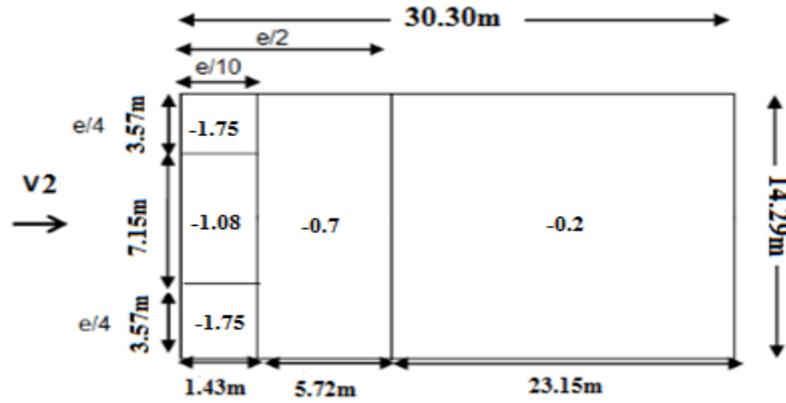


Figure II.13 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture sens V2 et V2'

Les résultats de $W(z_j)$ sont données par les tableaux suivants :

Niveau	Zone	$q_p(Z_e)(N/m^2)$	C_{pe}	$W(z_j)(N/m^2)$
RDC	A	1697.5	-1	-1697.5
RDC	B	1697.5	-0.8	-1358
RDC	C	1697.5	-0.5	-848.75
RDC	D	1697.5	0.8	1358
RDC	E	1697.5	-0.3	-509.25

Tableau II.23 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V2 et V2')

Niveau	Zone	$q_p(Z_e)(N/m^2)$	C_{pe}	$W(z_j)(N/m^2)$
Etage 1	A	1697.5	-1	-1697.5
Etage 1	B	1697.5	-0.8	-1358
Etage 1	C	1697.5	-0.5	-848.75
Etage 1	D	1697.5	0.8	1358
Etage 1	E	1697.5	-0.3	-509.25

Tableau II 24 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 1 (V2 et V2')

Niveau	Zone	$q_p(Z_e)(N/m^2)$	C_{pe}	$W(z_j)(N/m^2)$
Etage 2	A	1697.5	-1	-1697.5
Etage 2	B	1697.5	-0.8	-1358
Etage 2	C	1697.5	-0.5	-848.75
Etage 2	D	1697.5	0.8	1358
Etage 2	E	1697.5	-0.3	-509.25

Tableau II.25 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 2 (V2 et V2')

Niveau	Zone	$q_p(Z_e)(N/m^2)$	C_{pe}	$W(z_j)(N/m^2)$
Etage 3	A	1697.5	-1	-1697.5
Etage 3	B	1697.5	-0.8	-1358
Etage 3	C	1697.5	-0.5	-848.75
Etage 3	D	1697.5	0.8	1358
Etage 3	E	1697.5	-0.3	-509.25

Tableau II.26 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 3 (V2 et V2')

Niveau	Zone	$q_p(Z_e)(N/m^2)$	C_{pe}	$W(z_j)(N/m^2)$
Etage 4	A	1744.5	-1	-1744.5
Etage 4	B	1744.5	-0.8	-1395.6
Etage 4	C	1744.5	-0.5	-872.25
Etage 4	D	1744.5	0.8	1395.6
Etage 4	E	1744.5	-0.3	-523.35

Tableau II.27 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 4 (V2 et V2')

Niveau	Zone	$q_p(Z_e)(N/m^2)$	C_{pe}	$W(z_j)(N/m^2)$
Etage 5	A	1744.5	-1	-1744.5
Etage 5	B	1744.5	-0.8	-1395.6
Etage 5	C	1744.5	-0.5	-872.25
Etage 5	D	1744.5	0.8	1395.6
Etage 5	E	1744.5	-0.3	-523.35

Tableau II.28: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Etage 5 (V2 et V2')

Niveau	Zone	$q_p(Z_e)(N/m^2)$	C_{pe}	$W(z_j)(N/m^2)$
Toiture	F	1744.5	-1.75	-3052.9
Toiture	G	1744.5	-1.08	-1884.1
Toiture	H	1744.5	-0.7	-1221.2
Toiture	I	1744.5	-0.2	-348.9

Tableau II.29 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V2 et V2')

La résultante du vent est résumée dans le tableau suivant :

$$V_x = q_p(Z_e) \times b \times Z \times C_{pe}$$

$$V_y = q_p(Z_e) \times b \times Z \times C_{pe}$$

Vx (KN)	968.75
Vy (KN)	609.18

Tableau II.30: la résultante du vent.

CHAPITRE III
**« PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS »**

III.1. Introduction:

Le Pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux , poutres ... etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul lors d'un projet.

En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, dimensionnement des éléments est déterminé.

III.2. Les solives:

Les solives sont généralement des profilés en IPE,IPN, dont leur espacement est compris entre 1.0 et 1.5m selon le type de plancher utilisé.

III.2.1. Solives du plancher courant:

La solive la plus sollicitée a une portée de 6m, l'entraxe entre les solives est de 1.2m.

Le profilé travaille seul, donc les charges sont:

- Poids propre du plancher..... $G = 5.47\text{KN/m}^2$
- Poids propre du profilé(IPE200)..... $G_p = 0.224\text{KN/m}$
- Surcharge..... $Q=2.5\text{KN/m}^2$

❖ Combinaisons des charges:

L'entraxe entre les solives est de 1.2m.

ELS:

$$q_{\text{ser}} = G_p + (G + Q) \times e$$

$$q_{\text{ser}} = 0.224 + (5.47 + 2.5) \times 1.2 = 9.788\text{KN/m}$$

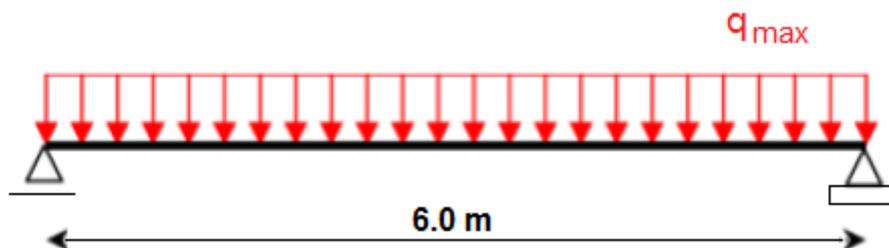


Figure III.1 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée

On utilise la formule de la flèche pour Pré-dimensionnement:

$$f^{\text{max}} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f^{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{\text{ser}} \times l^3}{384 \times E} \geq \frac{250 \times 5 \times 9.788 \times 10 \times 600^3}{384 \times 2.1 \times 10^7} \geq 3277.232\text{cm}^4$$

On prend **IPE 240** avec $I_y = 3892 \text{cm}^4$

III.2.2. Solives du plancher terrasse:

La solive la plus sollicitée a une portée de 6m, l'entraxe entre les solives est de 1.2m.

Le profilé travaille seul, donc les charges sont:

- Poids propre du plancher..... $G_{pl}=6.44 \text{KN/m}^2$
- Poids propre du profilé(IPE200)..... $G_p=0.224 \text{KN/m}$
- Charge de la neige..... $S_n=0.08 \text{KN/m}^2$
- Charge du vent..... $V=-2.9 \text{KN/m}^2$
- Surcharge..... $Q=1 \text{KN/m}^2$

❖ Combinaisons des charges:

L'entraxe entre les solives est de 1.2m.

ELS:

$$q_{ser(1)} = G_p + G_{pl} + \max(Q; S) \times 1.2$$

$$q_{ser(2)} = G_p + G_{pl} + 0.9[1.2 \times (Q + S)]$$

$$q_{ser(3)} = G_p + G_{pl} + 0.9[1.2 \times (Q + V)]$$

➤ Poids propre du plancher : $G_{pl} = 6.44 \times 1.2 = 7.728 \text{KN/m}$

➤ Surcharge: $Q = 1 \times 1.2 = 1.2 \text{KN/m}$

➤ Charge de la neige: $S_n = 0.08 \times 1.2 = 0.096 \text{KN/m}$

➤ Charge du vent : $V = -2.9 \times 1.2 = -3.48 \text{KN/m}$

→ $q_{ser(1)} = 0.224 + 7.728 + \max(1.2; 0.096) = 9.152 \text{KN/m}$

→ $q_{ser(2)} = 0.224 + 7.728 + 0.9 \times (1.2 + 0.096) = 9.118 \text{KN/m}$

→ $q_{ser(3)} = 0.224 + 7.728 + 0.9 \times (1.26 - 3.48) = 5.954 \text{KN/m}$

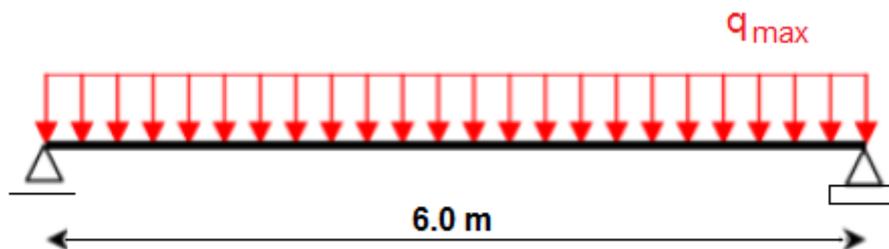


Figure III.2. : Schéma statique de la solive la plus sollicitée

On utilise la formule de la flèche pour Pré-dimensionnement:

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{\text{ser}} \times l^3}{384 \times E} \geq \frac{250 \times 5 \times 9.152 \times 10 \times 600^3}{384 \times 2.1 \times 10^7} \geq 3064.286 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 240** avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

III.3. Les poutres:

III.3.1. 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.3.1. 1 Poutres du plancher courant:

La poutre la plus sollicitée a une portée de 5.9m, l'entraxe 6m

Le profilé travaille seul, donc les charges sont:

- Poids propre du profilé..... $G_p = 0.361 \text{ KN/m}$
- Poids propre du plancher..... $G_{pl} = 5.47 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la solive..... $G_s = 0.307 \text{ KN/m}$
- Surcharge..... $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

❖ Combinaisons des charges:

ELS:

$$q_{\text{ser}} = G_p + G_{pl} + G_s + Q$$

➤ Poids propre du plancher: $G_{pl} = 5.47 \times 6 = 32.82 \text{ KN/m}$

➤ Poids propre de la solive: $G_s = \frac{(4 \times 0.307 \times 6)}{5.9} = 1.25 \text{ KN/m}$

➤ Surcharge: $Q = 2.5 \times 6 = 15 \text{ KN/m}$

→ $q_{\text{ser}} = 0.361 + 32.82 + 15 + 1.25 = 49.43 \text{ KN/m}$

On utilise la formule de la flèche pour Pré-dimensionnement:

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{\text{ser}} \times l^3}{384 \times E} \geq \frac{250 \times 5 \times 49.43 \times 10 \times 590^3}{384 \times 2.1 \times 10^7} \geq 15736.43 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 360** avec $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

III.3.1. 2 Poutres du plancher terrasse:

La poutre la plus sollicitée a une portée de 5.9m, l'entraxe 6m

Le profilé travaille seul, donc les charges sont:

- Poids propre du profilé(IPE240)..... $G_p=0.307\text{KN/m}$
- Poids propre du plancher..... $G_{pl}=6.44 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la solive..... $G_s=0.370 \text{ KN/m IPE 240}$
- Charge de la neige..... $S=0.08 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge..... $Q=1\text{KN/m}^2$

❖ **Combinaisons des charges:**

ELS:

$$q_{ser(1)}=G_p+G_{pl}+G_s+\max(Q ; S)$$

$$q_{ser(2)}=G_p+G_{pl}+G_s+0.9 \times (Q + S)$$

➤ Poids propre du plancher: $G_{pl}=6.44 \times 6=38.64 \text{ KN/m}$

➤ Poids propre de la solive: $G_s= G_s=\frac{(4 \times 0.307 \times 6)}{5.9}=1.25 \text{ KN/m}$

➤ Charge de la neige: $S=0.08 \times 6=0.48\text{KN/m}$

➤ Surcharge: $Q=1 \times 6=6\text{KN/m}$

$$\rightarrow q_{ser(1)}=0.307 + 38.64+1.25+\max(6; 0.48)= 46.2 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{ser(2)}=0.307+38.64+1.25+0,9 \times (6+ 0.48)=46.03\text{KN/m}$$

On utilise la formule de la flèche pour Pré-dimensionnement:

$$f^{\max}=\frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm}=\frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} \geq \frac{250 \times 5 \times 46.2 \times 10 \times 600^3}{384 \times 2.1 \times 10^7} \geq 15468.75 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 360** avec $I_y =16270\text{cm}^4$

III.3. 2 Les poutres secondaires:

III.3.2. 1 Poutres du plancher courant:

La poutre la plus sollicitée a une portée de 6m.

Le profilé travaille seul, donc les charges sont:

- Poids propre du profilé(IPE240)..... $G_p=0.307\text{KN/m}$
- Poids propre du plancher..... $G_{pl}=5.47\text{KN/m}^2$
- Surcharge..... $Q=2.5\text{KN/m}^2$

❖ **Combinaisons des charges:**

ELS:

$$q_{ser} = G_p+G_{pl}+Q$$

➤ Poids propre du plancher : $G_{pl}=5.47 \times 1.2=6.564\text{KN/m}$

➤ Surcharge : $Q=2.5 \times 1.2=3 \text{ KN/m}$

$$\rightarrow q_{\text{ser}} = 0.307 + 6.564 + 3 = 9.871 \text{ KN/m}$$

On utilise la formule de la flèche pour Pré-dimensionnement:

$$f^{\text{max}} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{\text{ser}} \times l^3}{384 \times E} \geq \frac{250 \times 5 \times 9.871 \times 10 \times 600^3}{384 \times 2.1 \times 10^7} \geq 3305.022 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 240** avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

III.3.2. 2 Poutres du plancher terrasse:

La poutre la plus sollicitée a une portée de 6m.

Le profilé travaille seul, donc les charges sont:

- Poids propre du profilé (IPE240)..... $G_p = 0.307 \text{ KN/m}$
- Poids propre du plancher..... $G_{pl} = 6.44 \text{ KN/m}^2$
- Charge de la neige..... $S = 0.08 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

❖ Combinaisons des charges:

ELS:

$$q_{\text{ser}(1)} = G_p + G_{pl} + \max(Q; S)$$

$$q_{\text{ser}(2)} = G_p + G_{pl} + 0.9 \times (Q + S)$$

➤ Poids propre du plancher: $G_{pl} = 6.44 \times 1.2 = 7.728 \text{ KN/m}$

➤ Charge de la neige : $S = 0.08 \times 1.2 = 0.096 \text{ KN/m}$

➤ Surcharge : $Q = 1 \times 1.2 = 1.2 \text{ KN/m}$

$$\rightarrow q_{\text{ser}(1)} = 0.307 + 7.728 + \max(1.2; 0.096) = 9.235 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{\text{ser}(2)} = 0.307 + 7.728 + 0.9 \times (1.2 + 0.096) = 9.201 \text{ KN/m}$$

On utilise la formule de la flèche pour Pré-dimensionnement:

$$f^{\text{max}} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{\text{ser}} \times l^3}{384 \times E} \geq \frac{250 \times 5 \times 9.235 \times 10 \times 600^3}{384 \times 2.1 \times 10^7} \geq 3092.08 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 240** avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

III.4. Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux et rectilignes destinés à résister aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures ...ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

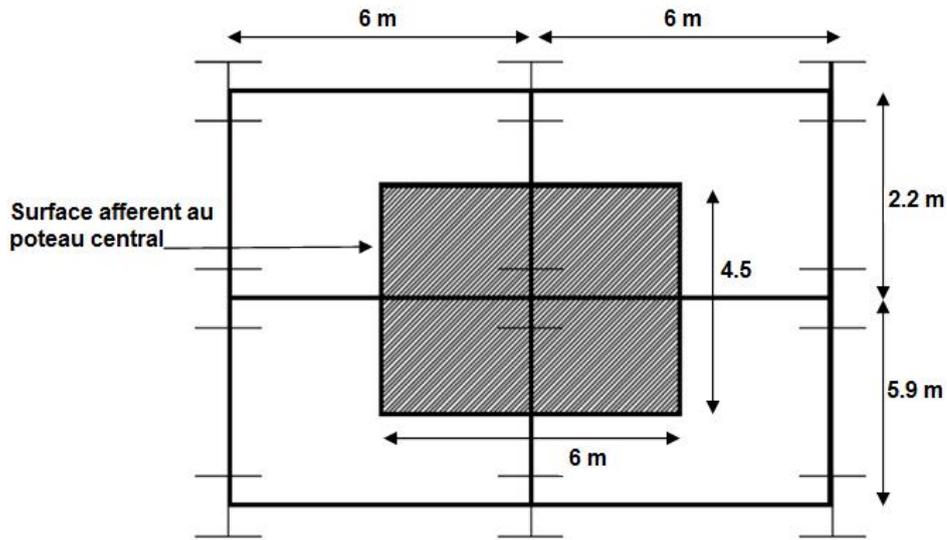


Figure III.3 : Schéma du poteau central le plus sollicité

Descente de charges : on détermine l'effort normal pondéré aux E.L.S qui sollicite le poteau.

$$N_s = G + Q$$

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation.

III.4.1. La descente des charges :

Niveau (Etage)	Désignation	G(KN)	Q(KN)
(N1)Etage 5	Plancher terrasse inaccessible	156.492	
	Poutre principale	2.31255	24.3
	Poutre secondaire	1.842	
	Pois de la neige	1.944	
			162.59055
(N2)Etage 4	Plancher étage courant	132.921	
	Poutre principale	2.31255	60.75
	Poutre secondaire	1.842	
	G et Q venant N1	162.59055	0
			299.6661
(N3)Etage 3	Plancher étage courant	132.921	
	Poutre principale	2.31255	60.75
	Poutre secondaire	1.842	
	G e Q venant N2	299.6661	60.75
			436.74165
(N4)Etage 2	Plancher étage courant	132.921	
	Poutre principale	2.31255	60.75
	Poutre secondaire	1.842	
	G et Q venant N3	436.74165	121.5
			573.8172
(N5)Etage 1	Plancher étage courant	132.921	
	Poutre principale	2.31255	60.75
	Poutre secondaire	1.842	
	G venant N4	573.8172	182.25
			710.89275
(N6)RDC	Plancher étage courant	132.921	
	Poutre principale	2.31255	60.75
	Poutre secondaire	1.842	
	G et Q venant N5	710.89275	243
			847.97

Tableau III.1 : La descente des charges des poteaux

III.4. 2. Pré dimensionnement des poteaux :

Poteau du RDC

$$N_U = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 847.97 + 1.5 \times 328.75 = 1645.37 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_U}{F_Y} \rightarrow A \geq \frac{1636.83 \times 10^3}{275} = 5952.12 \text{ mm}^2 = 59.52 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 59.52 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA 220** avec $A = 64.34 \text{ cm}^2$

CHAPITRE IV

**« ETUDES DES ELEMENTS
SECONAIRES »**

IV.1. Etude de l'acrotère:

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il est conçu pour la protection.

IV.1.1. Type d'acrotère :

Pour notre cas on a un seul type d'acrotère. Ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

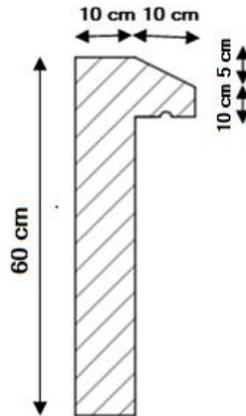
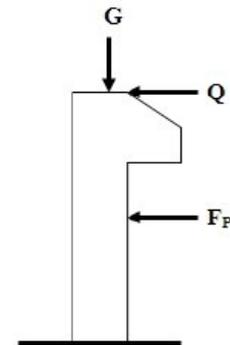


Figure IV.1 : Dimensions de l'acrotère.

IV.1.2. Sollicitation :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (**G**), à une surcharge horizontale due à la main courante (**Q**) et à une force sismique (**F_P**).



IV.1.3. Evaluation des actions:

• Action permanent:

Les charges permanentes **G** et les surcharges d'exploitations **Q** sont évaluées selon le **DTR BC 2.2**.

La surface de l'acrotère : $S = (0.60 \times 0.10) + (0.1 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2}\right) = \mathbf{0.0725m^2}$

Poids propre de l'acrotère..... $G = 0.0725 \times 25 = 1.81 \text{ kN/m}$

Enduit extérieur en ciment (2cm) $G = 2 \times 0.18 \times 0.6 = 0.22 \text{ kN/m}$

Enduit intérieur en ciment (2cm) $G = 2 \times 0.02 \times 0.6 = 0.22 \text{ kN/m}$

$$\mathbf{G=2.25KN/m}$$

• Action d'exploitation:

$$\mathbf{Q=1KN/m}$$

• **Action sismique:**

La force sismique F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4. A. C_p. W_p \dots \text{(Formule 6.3 du RPA99 version 2003)}$$

- **A:** Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 du RPA99 version 2003) $\rightarrow A = 0.15$

- **C_p:** Facteur de force horizontale (Tableau 6.1 du RPA99 version 2003) $\rightarrow C_p = 0.8$

- **W_p:** Poids de l'acrotère $\rightarrow W_p = 2.25 \text{ KN/ml}$

D'ou : $F_p = 1.08 \text{ KN/ml}$

IV.1.4. Calcul des sollicitations:

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \times X_{gi}}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_{gi}}{\sum A_i} \end{cases}$$

✓ **Application numérique :**

$$X_G = \frac{(0.6 \times 0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.1 \times 0.15) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2} \times 0.13\right)}{0.0725} = 0.07 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{(0.6 \times 0.1 \times 0.3) + (0.1 \times 0.1 \times 0.15) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2} \times 0.58\right)}{0.0725} = 0.34 \text{ m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} X_G = 0.07 \text{ m} \\ Y_G = 0.34 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = W_p = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_G = 1.08 \times 0.34 = 0.37 \text{ KN.m/ml}$$

Les sollicitations de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

	ACC(G+Q+E)	ELU(1.35G+1.5Q)	ELS(G+Q)
N(kN)	2.25	3.04	2.25
M(kN.m)	0.97	0.9	0.6

Tableau IV.1 : Sollicitation du calcul de l'acrotère.

IV.1.5. Ferrailage de l'acrotère (selon le BAEL 91) :

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

La section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h = 100 \times 10$) cm^2

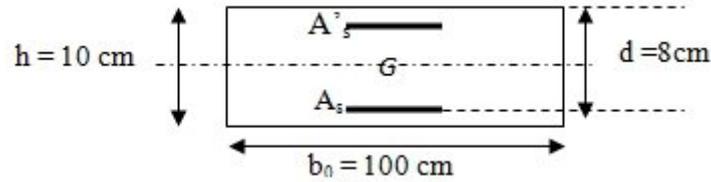


Figure IV.2 : Dimensions de la section à ferrailer.

Remarque : L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

IV.1.5.1. Calcul de l'excentricité à l'ELU:

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_U}{N_U} + e_a$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

Avec :

$$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{h}{250}) = \max(2\text{cm} ; \frac{60}{250} = 0.24) = 2\text{cm}$$

$$\text{Donc : } e_1 = \frac{0.9}{3.04} + 0.02 = 0.32\text{m}$$

$e_1 = 0.32\text{m} > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m} \rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f \times (2 + \emptyset + \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

e_2 : excentricité du second ordre due à la déformation.

$$M_G = 0 \rightarrow \alpha = 0$$

\emptyset : Rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$

h_0 : Hauteur de la section, qui égale à 10cm

$$\rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 8.64 \times 10^{-3}\text{m}$$

$$\text{Donc : } e = e_1 + e_2 = 0.32 + 8.64 \times 10^{-3} = 0.329\text{m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\begin{cases} N_U = 3.04\text{m} \\ M_{UG} = N_U \times e = 0.34 \times 0.329 = 1\text{KN.m} \end{cases}$$

IV.1.5.2. Calcul à l'ELU:

$$M_f = M_{UG} + N_U \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Tel que:

M_{UG}, N_U : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_f : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_f = 1 + 3.04 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.09 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.09}{1 \times 0.08 \times 14200} = 0.012$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu = 0.012 < \mu_R = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.012 < 0.186 \rightarrow \text{donc le diagramme passe par le pivot "A"}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.255(1 - \sqrt{1 - 0.012}) = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.015) = 0.08 \text{m}$$

$$A = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.09}{0.08 \times 348 \times 10^3} = 3.9 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.39 \text{cm}^2$$

La section de ferrailage à la flexion composée est :

$$A_S = A - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^2 - \frac{3.04 \times 10^3}{348} \rightarrow A_S = 30.26 \text{mm}^2 = 0.30 \text{cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{cm}^2 > A_S = 0.30 \text{cm}^2$$

→ on ferraille avec A_{\min} → On adopte : 4T8 = 2.01cm²

• Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{cm}^2 \rightarrow \text{On adopte : 4T6} = 1.13 \text{cm}^2$$

• Espacement:

$$\text{Armature principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 25 \text{cm}$$

$$\text{Armature de répartition : } S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \text{cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 15 \text{cm}$$

IV.1.5.3. Vérification au cisaillement:

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times 25; 4 \text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}$$

$$V_u = 1.5(F_p + Q) = 1.5 \times (1.08 + 1) = 3.12 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.12}{1 \times 0.08} = \text{KN/m} = 0.039 \text{N/mm}^2$$

$$\tau_u = 0.039 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

IV.1.5.4. Vérification de L'adhérence:

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad (\text{Art A6.1.3 du RPA99 version 2003})$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi \rightarrow \sum U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{3.12 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times \sum 100.48} = 0.43 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 0.6 \times \phi_s \times f_{t28}$$

ϕ_s : est le coefficient de scellement = 1.5

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 2.83 \text{MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0.43 \text{MPa} < \bar{\tau}_{\text{ser}} = 2.83 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.1.5.5. Vérification des contraintes à l'ELS:

$d=0.08\text{m}$; $N_{\text{ser}} = 2.25 \text{KN}$; $M_{\text{ser}} = 0.6 \text{KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les aciers HA

• Position de l'axe neutre:

$$C = d - e_1$$

e_1 : Distance du centre de pression C , à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.6}{2.25} = 0.27 \text{m}$$

$$e_1 = 0.27 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{m} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$y_{\text{ser}} = Y_c + C$$

$$y_c^3 + p \times Y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times C^2 - \frac{90 \times A' \times (C-d)'}{b} + \frac{90 \times A \times (C-d)}{b}$$

$$p = -3 \times (-0.19)^2 - \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 + 0.19)}{1} = -0.103 \text{m}^2$$

$$q = -2 \times C^3 - \frac{90 \times A' \times (C-d)'}{b} + \frac{90 \times A \times (C-d)}{b}$$

$$q = -2 \times (-0.19)^3 - \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 + 0.19)}{1} = -0.013 \text{m}^2$$

La résolution de l'équation : $y_c^3 + (-0.103 \times Y_c) + -0.013 = 0$

Donne : $Y_c = 0.21 \rightarrow y_{\text{ser}} = 0.02 \text{m}$

• Calcul des contraintes:

Calcul le moment statique de la section homogène réduite :

$$\mu_t = \frac{b \times y_{Ser}^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_{Ser}) = \frac{1 \times 0.02^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.02)$$

$$\rightarrow \mu_t = 9.82 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{Ser} \times y_{Ser}}{\mu_t} = \frac{2.25 \times 10^{-3} \times 0.02}{9.82 \times 10^{-3}} = 4.58 \times 10^{-3} MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$\sigma_{bc} = 4.58 \times 10^{-3} MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow$ La contrainte dans le béton est vérifiée.

$$\sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser} \times (d - y_{Ser})}{\mu_t} = \frac{15 \times 2.25 \times 10^{-3} \times (0.08 - 0.02)}{9.82 \times 10^{-3}} = 0.21 MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right); 110 \times \sqrt{\eta \times 2.1} \right] = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times 400 \right); 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right]$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_s = \min(266.66 MPa; 201.63 MPa) = 201.63 MPa$$

$\sigma_s = 0.21 MPa < \overline{\sigma}_s = 201.63 MPa \rightarrow$ La contrainte dans l'acier est vérifiée.

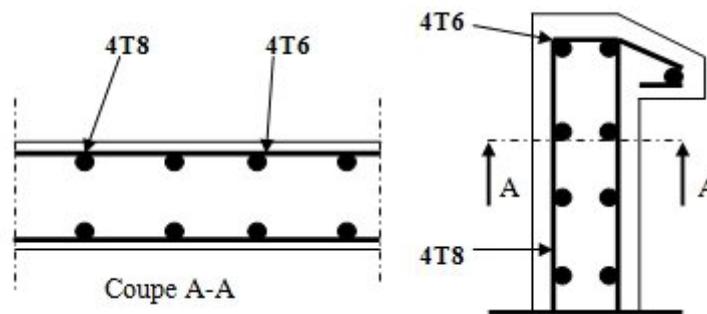


Figure IV.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Etude des escaliers :

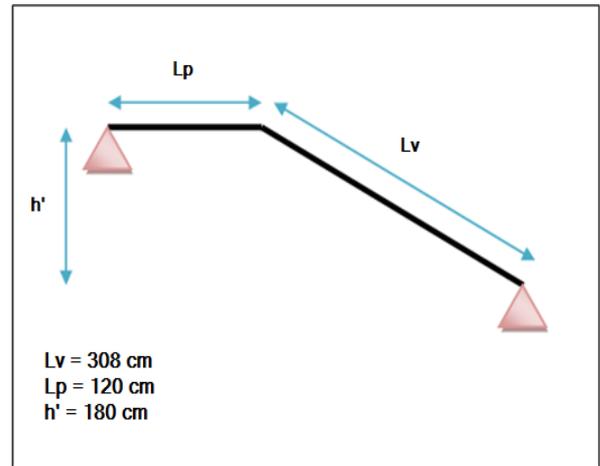
IV.2.1. Terminologie:

- **Un escalier** : se compose d'un certain nombre de marches de largeur **g** appelé giron et de contre marche de hauteur **h** reliant deux marches successives.
- **Un limon** : La dalle inclinée supportant les marches et contres marches. pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.
- **Un palier**: La dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse est appelée palier.

IV.2.2. Pré dimensionnement des escaliers:

Notre ouvrage comporte un seul type d'escalier en charpente métallique : escalier a deux volées parallèles et un palier intermédiaire

- Hauteur d'étage H= 3.6 m
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : (3.7×2.5) m²
- Largeur des marches (giron) : entre 22cm à 30cm → g=30cm
- Hauteur des contres marches : entre 14cm à 20cm



Pour assurer un confort optimum des usagers, il faudra vérifier la condition de BLONDEL:

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

$$59 \leq 30 + 2 \times 18 = 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

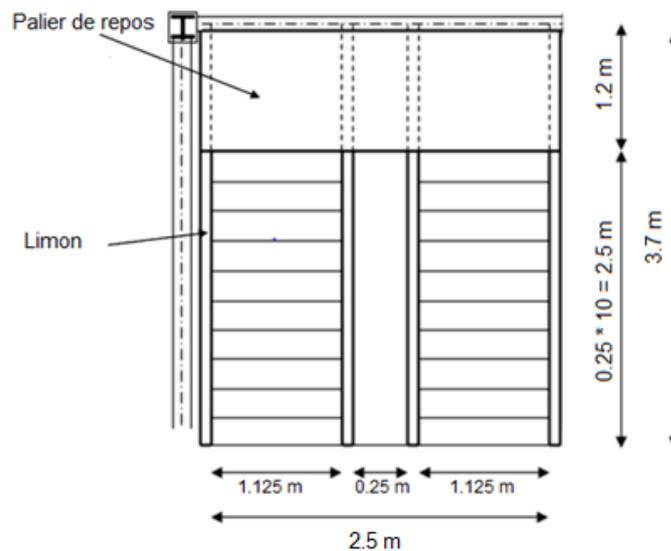


Figure IV.4 : Disposition et dimension des éléments de l'escalier

- Nombre des contres marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{360/2}{18} = 10 \text{ contres marches (par volée).}$$

- Nombre des marches :

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches (par volée).}$$

- La longueur de la ligne de la foulée :

$$L = g(n-1) = 30 \times (10-1) = 270 \text{ cm}$$

➤ La hauteur du volée :

$$h' = \frac{H}{2} = \frac{360}{2} = 180 \text{ cm}$$

➤ L'angle d'inclinaison de la volée :

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L} = \frac{180}{250} \rightarrow \alpha = 35.75^\circ$$

➤ La longueur de la volée :

$$L_v = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{180}{\sin(35.75)} = 308 \text{ cm}$$

IV.2.3. Etude des marches:

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières. Ces dernières sont soudées au limon.

- La longueur de la marche : $l = 1.125 \text{ m}$
- La largeur de la marche : $g = 0.30 \text{ m}$

IV.2.3.1. Evaluation des charges :

La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes:

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G Charges permanentes(KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	tôle striée	0.5	78.5	0.393
			G	1.193
			Q	4

Tableau IV.2 : Evaluation des charges de la volée.

Remarque: Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

IV.2.3.2. Combinaisons des charges :

➤ **ELS:**

$$q_s = \frac{0.3}{2} \times (1.193 + 4) = 0.78 \text{ KN/ml}$$

Donc: $q_s = 0.78 \text{ KN/ml}$

IV.2.3.3. Dimensionnement du support des marches:

• **Condition de la flèche : (Eurocode 3.7.2.1)**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{\text{ser}} \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 0.78 \times 10 \times 112.5^3}{384 \times 2.1 \times 10^7} \geq 1.72 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1.72 \text{ cm}^4$$

→ On adopte pour une cornière **L30×30×4** de classe 1, qui à les caractéristiques suivantes:

$$I_y = I_z = 1.80 \text{ cm}^4$$

$$W_Y = W_Z = 0.850\text{cm}^3$$

$$A = 2.27\text{cm}^2$$

$$G = 1.78\text{Kg/m}$$

IV.2.3.4. Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière L30×30×4:

$$q_{\text{ser}} = \frac{0.3}{2} \times (G + Q) + G_c$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{0.3}{2} \times (1.193 + 4) + 0.0178 = 0.8\text{KN/m}$$

$$q_u = \frac{0.3}{2} \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) + 1.35 \times G_c$$

$$q_u = \frac{0.3}{2} \times (1.35 \times 1.193 + 1.5 \times 4) + 1.35 \times 0.0178 = 1.17 \text{ KN/m}$$

a. Vérification de la flèche de la flèche :

$$f^{\text{max}} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$f^{\text{max}} = \frac{5 \times 0.8 \times 10 \times 112.5^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.80} = 0.44\text{cm}^2 \leq f_{\text{adm}} = \frac{112.5}{250} = 0.45\text{cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

b. Vérification de la résistance : (Eurocode 3.6.2.5)

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} \leq M_{\text{el.rd}} = \frac{W_{\text{el}} \times F_y}{\gamma_{\text{m1}}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.17 \times 1.125^2}{8} = 0.19\text{KN.m}$$

Le moment résistant de la cornière est:

$$M_{\text{el.rd}} = \frac{W_{\text{el}} \times F_y}{\gamma_{\text{m1}}} = \frac{0.850 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 181590.91\text{N.mm} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 0.19\text{KN.m} > M_{\text{el.rd}} = 0.18 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance n'est pas vérifiée. Donc on prend **L35×35×4** de classe 1, qui a les caractéristiques suivantes:

$$I_Y = I_Z = c2.95\text{cm}^4$$

$$W_Y = W_Z = c0.850\text{cm}^3$$

$$A = 2.67\text{cm}^2$$

$$G = 2.09\text{Kg/m}$$

IV.2.3.5. Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière L35.35.4:

$$q_{\text{ser}} = \frac{0.3}{2} \times (G + Q) + G_c$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{0.3}{2} \times (1.193 + 4) + 0.0209 = 0.8\text{KN/m}$$

$$q_u = \frac{0.3}{2} \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) + 1.35 \times G_c$$

$$q_u = \frac{0.3}{2} \times (1.35 \times 1.193 + 1.5 \times 4) + 1.35 \times 0.0209 = 1.17 \text{ KN/m}$$

a) Vérification de la flèche :

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times 0.8 \times 10 \times 112.5^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.80} = 0.44 \text{ cm}^2 \leq f_{\text{adm}} = \frac{112.5}{250} = 0.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

b) Vérification de la résistance : (Eurocode 3.6.2.5)

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} \leq M_{\text{el.rd}} = \frac{W_{\text{el}} \times F_y}{\gamma_{\text{m1}}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.17 \times 1.125^2}{8} = 0.19 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant de la cornière est:

$$M_{\text{el.rd}} = \frac{W_{\text{el}} \times F_y}{\gamma_{\text{m1}}} = \frac{1.18 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 252090.91 \text{ N.mm} = 0.25 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{sd}} = 0.19 \text{ KN.m} < M_{\text{el.rd}} = 0.25 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$

IV.2.4. Etude des limons:

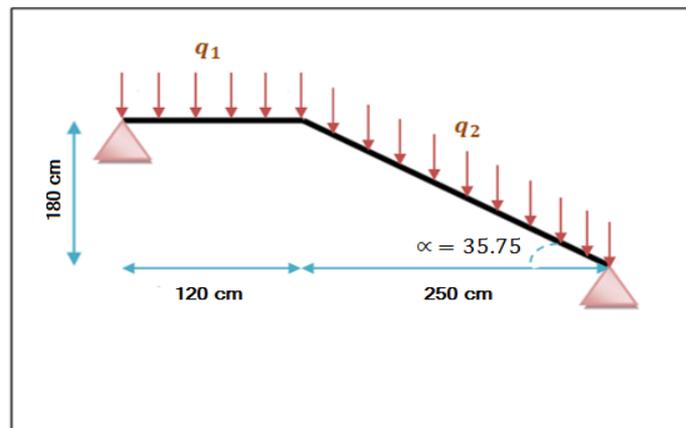


Figure IV.5 : Chargement sur le limon

IV.2.4.1. Evaluation des charges :

N°	Charge appliqué sur le limon	G Charges permanentes(KN/m ²)
1	La marche	1.193
2	La cornière	0.0209
3	garde corps en acier	0.3
	G	1.193
	Q	4

Tableau IV.3 : Evaluation des charges du limon.

IV.2.4.2. Pré dimensionnement du limon:

$$q_s = \left(1.193 \times \frac{1.125}{2} + 0.0209 + 0.3 \right) + 4 \times \frac{1.125}{2} = 3.24 \text{ KN/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times \cos \alpha \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{1}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{\text{ser}} \times \cos \alpha \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 3.24 \times \cos 35.75 \times 10 \times 308^3}{384 \times 2.1 \times 10^7} \geq 119.09 \text{ cm}^4$$

→ On choisit un **UPN 100** de classe 1

IV.2.4.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé UPN 100:

$$q_s = \left(1.193 \times \frac{1.125}{2} + 0.106 + 0.0209 + 0.3 \right) + 4 \times \frac{1.125}{2} = 3.74 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times \left(1.193 \times \frac{1.125}{2} + 0.106 + 0.02 + 0.3 \right) + 1.5 \times \left(4 \times \frac{1.125}{2} \right) = 4.85 \text{ KN/m}$$

a. Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times \cos \alpha \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{1}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 3.74 \times 10 \times \cos 35.75 \times 308^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 206} = 0.82 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{308}{250} = 1.2 \text{ cm (La condition est vérifiée)}$$

b. Vérification de la résistance en flexion composée :

Limon de la volée est sollicité en flexion composée, alors il faut qu'il satisfasse la condition de la résistance suivante :

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

$$M_{\text{ply.Rd}} = \frac{M_{\text{pl.y}}(1 - n)}{(1 - 0.5a)}$$

$$\text{avec : } n = \frac{N_{\text{sd}}}{N_{\text{pl.Rd}}} \quad \text{et } a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \quad \text{mais } a \leq 0.5$$

$$N_{\text{sd}} = q_u \times \sin \alpha \times L = 4.85 \times \sin 35.75 \times 3.08 = 8.72 \text{ KN}$$

$$N_{\text{pl.Rd}} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.5 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 288.41 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow n = \frac{8.72}{288.41} = 0.030 \quad \text{et } a = \frac{13.5 - (2 \times 5 \times 0.85)}{13.5} = 0.37$$

$$M_{\text{pl.y}} = \frac{W_{\text{ply}} \times F_y}{1.1} = \frac{49 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{\text{ply.Rd}} = \frac{10.47(1 - 0.03)}{(1 - 0.5 \times 0.37)} = 12.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{4.85 \times \cos 35.75 \times 3.08^2}{8} = 4.66 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{\text{sd}} = 4.66 \text{ KN.m} \leq M_{\text{ply.Rd}} = 12.46 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

c. Vérification de flambement :

Le limon est sollicité simultanément en flexion et en compression axiale donc on doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times \frac{A \times F_Y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_Y \times M_{Y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times F_Y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_Z \times M_{Z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times F_Y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Puisque $M_{Z,sd}$ est nul, nous avons :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times \frac{A \times F_Y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_Y \times M_{Y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times F_Y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

• Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

$\beta_A = 1$ (UPN 100 Section de classe 1)

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{F_Y}} = \pi \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 93.9 \text{ (élanement Eulérien)}$$

$$\lambda_Y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{308}{3.91} = 78.77$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_Y = \frac{\lambda_Y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{78.77}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.84 > 0.2 \rightarrow \text{il y'a un risque de flambement}$$

$$\lambda_Z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{308}{1.47} = 209.52$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{209.52}{93.9} \times \sqrt{1} = 2.23 > 0.2 \rightarrow \text{il y'a un risque de flambement}$$

• Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement X_{min} :

$$X_{min} = \text{Min}(X_Y ; X_Z)$$

➤ Flambement par rapport à l'axe fort YY :

$$X_Y = \frac{1}{\phi_Y + \sqrt{\phi_Y^2 + \bar{\lambda}_Y^2}} \text{ avec } \phi_Y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_Y - 0.2) + \bar{\lambda}_Y^2]$$

▪ Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

Courbe de flambement C (Profilé en U) (Tab 5.5.3 de l'Eurocode 3)

$$\rightarrow \alpha = 0.49 \quad (\text{Tab 5.5.1 de l'Eurocode 3})$$

$$\phi_Y = 0.5[1 + 0.49 \times (0.84 - 0.2) + 0.84^2] = 1.01$$

$$X_Y = \frac{1}{1.01 + \sqrt{1.01^2 + 0.84^2}} = 0.42$$

➤ Flambement par rapport à l'axe fort ZZ :

$$X_Z = \frac{1}{\phi_Z + \sqrt{\phi_Z^2 + \bar{\lambda}_Z^2}} \text{ avec } \phi_Z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_Z - 0.2) + \bar{\lambda}_Z^2]$$

- Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

Courbe de flambement C (Profilé en U) (Tab 5.5.3 de l'Eurocode 3)

→ $\alpha = 0.49$ (Tab 5.5.1 de l'Eurocode 3)

$$\phi_Z = 0.5[1 + 0.49 \times (2.23 - 0.2) + 2.23^2] = 3.48$$

$$\chi_Z = \frac{1}{3.48 + \sqrt{3.48^2 + 2.23^2}} = 0.13$$

→ $\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_Y; \chi_Z) = \text{Min}(0.43; 0.13) \rightarrow \chi_{\min} = \chi_Z = 0.13$

→ L'axe de flambement est l'axe ZZ, on calcul les paramètres suivants :

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_Y \times N_{sd}}{\chi_Y \times A \times F_Y} \quad \text{avec } K_Y \leq 1.5$$

$$\mu_Y = \bar{\lambda}_Y(2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \quad \text{avec } \mu_Y \leq 0.9$$

$\beta_{MY} = 1.3$ est le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement (Figure de l'Eurocode 3)

$$\mu_Y = 0.84 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{49 - 41.2}{41.2} = -0.99 < 0.9$$

$$K_Y = 1 - \frac{-0.99 \times 8.72}{0.42 \times 13.5 \times 235} = 1 < 1.5$$

En remplaçant ces valeurs dans l'équation (I), nous avons :

$$0.13 \times \frac{8.72 \times 10^3}{13.5 \times 10^2 \times 235} + \frac{1 \times 4.66 \times 10^6}{49 \times 10^3 \times 235} = 0.61 \leq 1$$

La condition de flambement est vérifiée.

d. Vérification de déversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times \frac{A \times F_Y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times F_Y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Z,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,z} \times F_Y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Puisque $M_{Z,sd}$ est nul, nous avons :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times \frac{A \times F_Y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times F_Y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

• Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{avec } \phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

- Détermination de la valeur du facteur d'imperfection pour le déversement α :

→ $\alpha_{LT} = 0.21$ (Pour les sections laminées)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_W}$$

$\beta_A = 1$ (UPN 100 Section de classe 1)

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \times \sqrt{C}} \quad (\text{élanement de l'élément vis à vis du déversement})$$

Avec : $C = 1$

$$\lambda_{LT} = \frac{308/1.47}{\left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{325/1.47}{10/0.85}\right)^2\right]^{0.25} \times \sqrt{1}} = 97.33$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{106.38}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.04 > 0.4 \rightarrow \text{il y'a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.04 - 0.2) + 1.04^2] = 1.13$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.13 + \sqrt{1.13^2 + 1.04^2}} = 0.64$$

• Calcul du coefficient K_{LT} :

$$\mu_Y = 0.15 \bar{\lambda}_Z \times \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{avec } \mu_Y < 0.90$$

β_{MLT} : est le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$\beta_{MLT} = 1.3$ (Puisque nous sommes dans le cas d'une charge uniformément répartie)

$$\mu_Y = 0.15 \times 2.23 \times 1.3 - 0.15 = 0.28 < 0.90$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A \times F_Y} \quad \text{avec } K_{LT} \leq 1.5$$

$$K_Y = 1 - \frac{0.28 \times 8.72}{0.13 \times 13.5 \times 235} = 1 < 1.5$$

En remplaçant ces valeurs dans l'équation(I), nous avons :

$$\frac{8.72 \times 10^3}{0.13 \times \frac{13.5 \times 10^2 \times 235}{1}} + \frac{1 \times 4.66 \times 10^6}{0.64 \times \frac{49 \times 10^3 \times 235}{1}} = 0.84 \leq 1$$

La condition de déversement est vérifiée.

IV.2.5. Etude du palier de repos:

IV.2.5.1. Evaluation des charges:

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m ³)	G Charges permanentes(KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	pois de la dalle	10	25	2.5
4	TN 40	/	/	0.11
			G	3.41
			Q	4

Tableau IV.4 : Evaluation des charges du palier.

IV.2.5.2. Pré dimensionnement de la poutre palière:

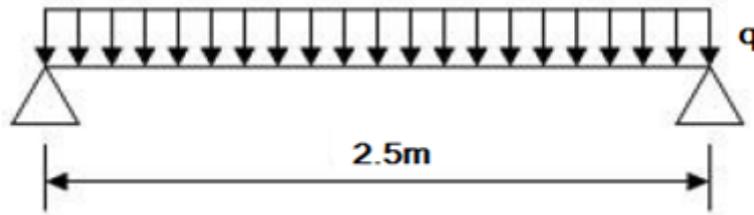


Figure IV.6 : Schéma statique de la poutre palière.

Les charges revenant sur la poutre palière sont : charge du panneau rideau et la charge du palier, la charge d'exploitation

- ✓ Charge du panneau rideauG = 0.25×1.8 = 0.45kN/m
- ✓ Charge revenant du palierG = 3.41×0.6 = 2.05 kN/m
- ✓ Sur charge d'exploitationG = 4×0.6 = 2.4 kN/m

• Condition de la flèche : (Eurocode 3.7.2.1) :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E}$$

$$q_{ser} = 0.45 + 2.05 + 2.4 = 4.9 \text{ kN/m}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 4.9 \times 10 \times 250^3}{384 \times 2.1 \times 10^7} \geq 118.67 \text{ cm}^4 \rightarrow I_y \geq 118.67 \text{ cm}^4$$

→ On adopte pour un **IPE 120** de classe 1, qui à les caractéristiques suivantes:

$$I_y = 317.8 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 60.73 \text{ cm}^3$$

$$A = 13.21 \text{ cm}^2$$

$$G = 10.4 \text{ Kg/m}$$

IV.2.5.3. Vérification en tenant compte du poids propre de IPE 120 :

a. Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$q_{ser} = 8.61 + G_c = 7.71 + 0.104 = 8.71 \text{ kN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 4.9 \times 10 \times 250^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 317.8} = 0.37 \text{ cm}^2 \leq f_{adm} = \frac{250}{250} = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

b. Vérification de résistance : (Eurocode 3.6.2.5)

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} \leq M_{el.rd} = \frac{W_{el} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$q_u = 1.35 \times (0.45 + 2.05 + 0.104) + 1.5 \times 4 = 9.52 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.52 \times 2.5^2}{8} = 7.44 \text{KN.m}$$

Le moment résistant de la cornière est:

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{60.73 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 12971136.36 \text{N.mm} = 12.97 \text{KN.m}$$

$M_{sd} = 7.44 \text{KN.m} < M_{el,rd} = 12.97 \text{KN.m} \rightarrow$ La condition est vérifiée

Conclusion:

Le profilé IPE120 convient comme poutre palière

CHAPITRE V

« ETUDE SISMIQUE »

V.1. Modélisation:

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel **ETABS Structural analysis** qui permettent à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.

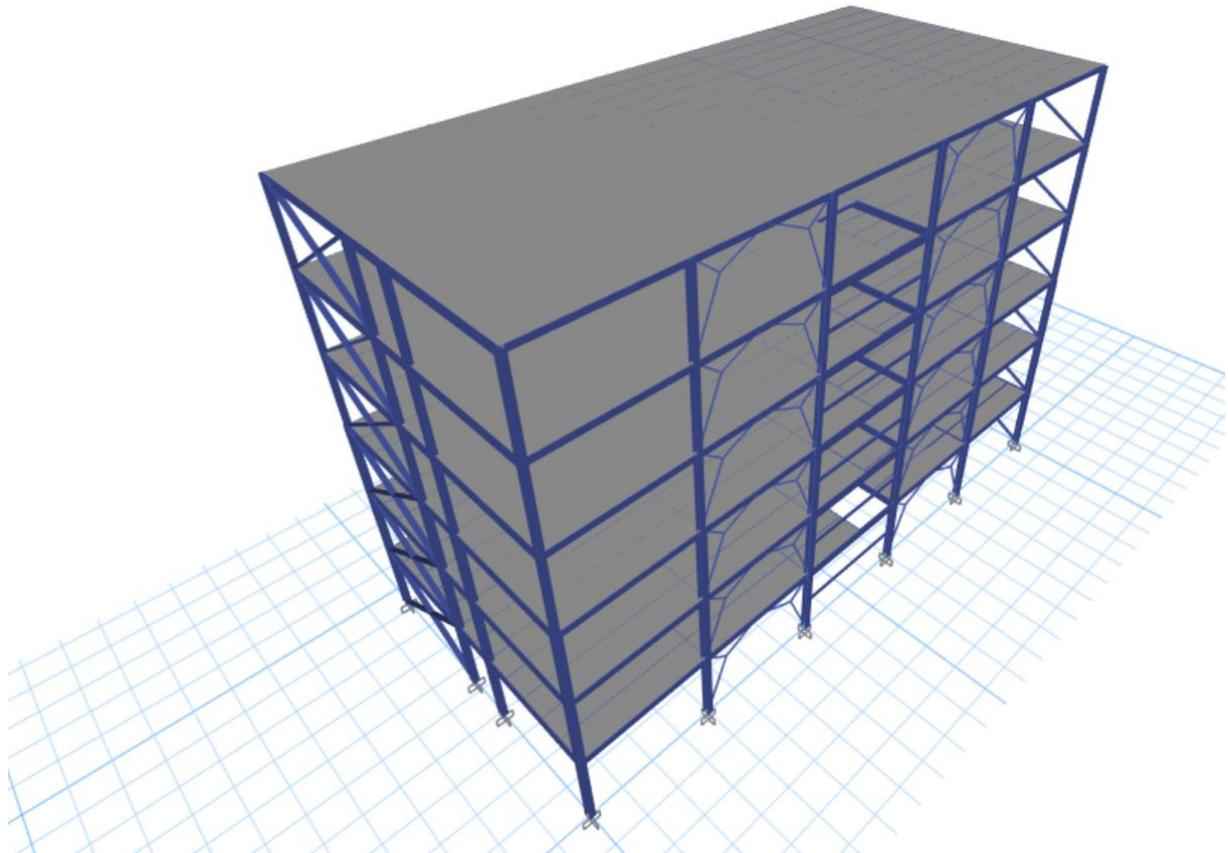


Figure V.1 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS.

V.2. Méthode de calcul des forces sismiques :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003 art 4.1.1**) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 17m.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

⇒ Selon les exigences du **RPA99/version2003**, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

V.3. Disposition des contreventements :

Le choix du positionnement des contreventements doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- Symétrie dans le système structural pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Éviter des modifications de fond de l'architecture.

⇒ Après plusieurs changements de dispositions des contreventements on a choisis une variante pour laquelle ont obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA, Nous

présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

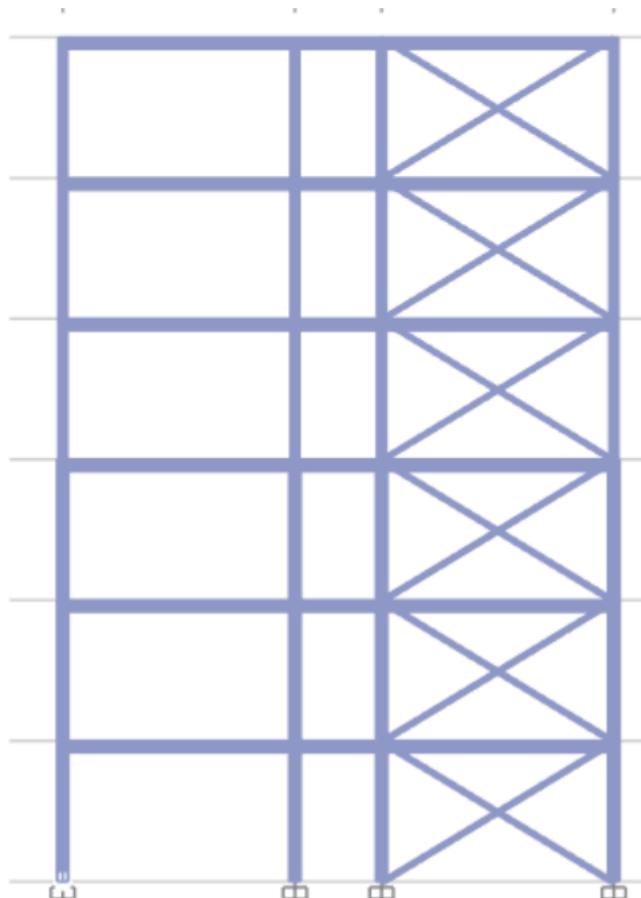


Figure V.2 : Vue en élévation transversale suivant axe X-X

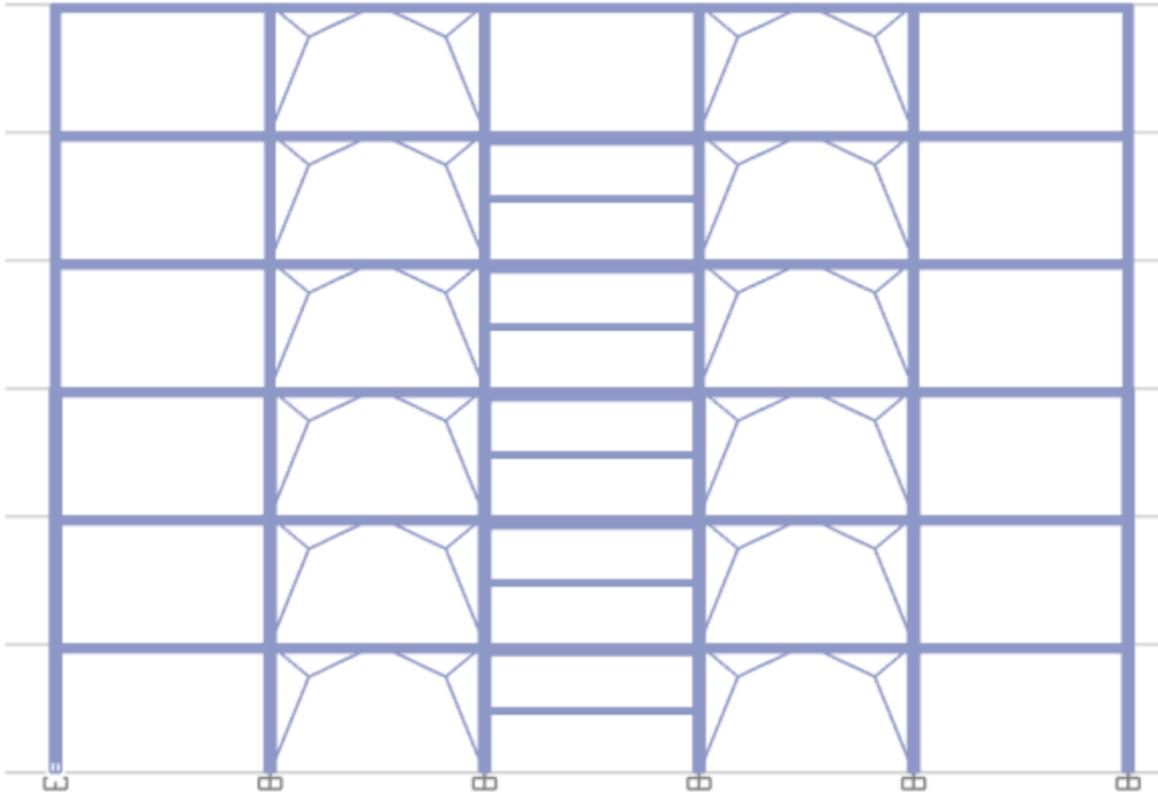


Figure V.3: Vue en élévation longitudinale suivant axe Y-Y

V.4. Résultats de l'analyse modale :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel ETABS sont données dans le tableau suivant :

Case	Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX	Masses Cumulées UY	Masses Cumulées RZ	Masse Modale UX	Masse Modale UY	Masse Modale RZ
Modal	1	1,115	0,7873	0	1,75E-06	0,7873	0	0,000001747
Modal	2	0,932	0,7873	0,7297	1,84E-06	0	0,7297	0
Modal	3	0,619	0,7873	0,7297	0,7299	1,32E-06	0	0,7299
Modal	4	0,516	0,7873	0,7298	0,7299	0	0,00004216	0,000001896
Modal	5	0,516	0,7873	0,7298	0,73	0	0,00001515	0,0001
Modal	6	0,447	0,7873	0,7298	0,73	0	0,00002015	0
Modal	7	0,447	0,7873	0,7301	0,73	0	0,0004	0,000001851
Modal	8	0,447	0,7873	0,7306	0,73	0	0,0004	0,00001066
Modal	9	0,432	0,9331	0,7306	0,73	0,1458	0	0
Modal	10	0,264	0,9331	0,9221	0,73	0	0,1915	0
Modal	11	0,251	0,9677	0,9221	0,73	0,0346	0	0,000001597
Modal	12	0,184	0,9852	0,9221	0,7301	0,0175	0	0,0001
Modal	13	0,18	0,9852	0,9221	0,925	6,1E-06	0	0,1949
Modal	14	0,152	0,9932	0,9221	0,925	0,008	0	0
Modal	15	0,138	0,9932	0,9674	0,925	0	0,0453	0
Modal	16	0,122	0,9999	0,9674	0,925	0,0067	0	0
Modal	17	0,097	0,9999	0,9882	0,925	0	0,0208	0,000002547
Modal	18	0,095	0,9999	0,9882	0,9697	0	0,000001335	0,0447

Tableau V.1 : Périodes et participation massique.

Interprétation des résultats :

- Le premier mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de **78.73%** dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de **72.97%** dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z avec un taux de participation massique de **72.99%**.
- La condition du RPA99(Art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 9ème mode pour que la masse atteigne les 90%.

V.5. Vérifications réglementaires:

V.5. 1. Estimation de la période fondamentale expérimentale :

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T(h_N)^{3/4} \dots \text{(Formules 4.6 de RPA 99 / version 2003)}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (dans notre structure : $h_N = 21.6 \text{ m}$)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (tableau 4.6 de RPA 99 / version 2003)

→ Dans notre structure (Le contreventement assuré par des portiques auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie) : $C_T = 0.085$

→ $T = 0.9 \text{ sec}$

La période empirique à été utilisée pour le calcul des efforts statique équivalente non celle donnée par le calcul dynamique aucune vérification des périodes n'est nécessaire.

V.5. 2. La résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{dyn} \leq 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8 V_{st}/V_{dyn}$.

⇒ On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique Équivalente.

Calcul de l'action sismique :

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

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots \text{(Formules 4.1 de RPA 99 / version 2003)}$$

➤ **Le Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Coefficient d'accélération donne par le tableau 4.1 de RPA 99 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la willaya d'ANNABA, lieu d'implantation de l'ouvrage, est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et le bâtiment dans le groupe d'usage 2 (ouvrages de moyenne importance).

⇒ Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A = 0.15$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement.

⇒ Notre structure métallique contreventée par palées triangulées en **X** la direction transversale et en **V** dans la direction longitudinale ⇒ dans ce cas, il ya lieu d'adopter la valeur la plus petite d'ou **R = 3**

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité Q est défini par : $Q = 1 + \sum_{q=i}^6 P_q$... (Formules 4.4 de RPA 99 v2003)

⇒ **P_q**: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non.

Critère " q "	qp	
	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Valeur de Q	1	1

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités.

➤ **Facteur d'amplification dynamique (D) :**

Ce coefficient est donné par :

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

Avec :

- **T₂** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

⇒ **Site meuble (catégorie S3) → T₂ = 0.5 sec**

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \dots \text{(Formules 4.3 de RPA 99 v2003)}$$

$\xi(\%)$: est le coefficient d'amortissement critique, donné par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.)

⇒ portique en acier avec remplissage léger → $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = 1.08$; ce qui donne : $D = 1.82$

➤ **Poids total :**

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations.

Poids total de la structure W égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

⇒ le bâtiment à usage bureaux → $\beta = 0.2$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel **ETABS**, la valeur trouvé est :

$W = 17428.69KN$

Résumé des résultats :

Paramètres	A	D	R	W	Q	Vst (KN)
Sens X	0,15	1,82	3	17428,69	1	1586,01
Sens Y					1	1586,01

Tableau V.3 : La force sismique à la base.

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

	Vst (KN)	Vdyn (KN)	Vdyn > 0.8 Vst
EX	1586,01	1429,39	Vérifiée
EY	1586,01	1532,29	Vérifiée

Tableau V.4: vérification de la résultante sismique.

V.5. 3. Vérification de L'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel ETABS a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveaux	Dimension d'étage		Position du centre masse		Position du centre torsion		Exentricité X-X		Exentricité Y-Y	
	Lx [m]	Ly [m]	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	ex (m)	ex/LX	ey (m)	ey/Ly
RDC	30	14	14,9849	7,0452	15	6,9919	0,0151	0,05%	0,0533	0,38%
1	30	14	14,9855	7,044	15	6,9932	0,0145	0,05%	0,0508	0,36%
2	30	14	14,9865	7,0416	15	6,9922	0,0135	0,05%	0,0494	0,35%
3	30	14	14,9881	7,0375	15	6,9893	0,0119	0,04%	0,0482	0,34%
4	30	14	14,9914	7,0292	15	6,9868	0,0086	0,03%	0,0424	0,30%
5	30	14	15,0029	6,9966	15	6,9881	-0,0029	-0,01%	0,0085	0,06%

Tableau V.5 : Vérification de de l'excentricité.

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représentée dans le tableau précédent, ne dépasse pas les 15%, alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

V.5. 4. Les déplacements latéraux inter- étage :

Selon le RPA99/2003(Art5.10), Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

- Δ_k :Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"
- δ_k :Le déplacement horizontal du niveau k"

Le logiciel de calcul «**ETABS**» donne directement les valeurs de δ_k ,Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Niveaux	hk(m)	Ex			Ey		
		δ_k (m)	ΔK (m)	$\Delta K/hk$	δ_k (m)	ΔK (m)	$\Delta K/hk$
RDC	3,6	0,021375	0,021375	0,59%	0,010776	0,010776	0,30%
1	3,6	0,049251	0,027876	0,77%	0,027861	0,017085	0,47%
2	3,6	0,077397	0,028146	0,78%	0,048006	0,020145	0,56%
3	3,6	0,11055	0,033153	0,92%	0,071961	0,023955	0,67%
4	3,6	0,137583	0,027033	0,75%	0,095403	0,023442	0,65%
5	3,6	0,155244	0,017661	0,49%	0,116475	0,021072	0,59%

Tableau V.6 : Vérification des déplacements.

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, alors la condition de l'art 5.10 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

V.5. 5. Le déplacement max au sommet :

Déplacements maximaux au niveau du sommet du bâtiment ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur du bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	δ_{tot} (m)	hk(m)	$\delta_{tot}/hk(m)$
Sens X	0,155244	21,6	0,72%
Sens Y	0,116475	21,6	0,54%

Tableau V.7 : Vérification du déplacements max au sommet.

On remarque que le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est inférieur inférieurs au centième de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est vérifiée.

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

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} < 0.1$$

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

h_K :Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	hk(m)	Pk(KN)	Ex			Ey		
			$\Delta K(m)$	VK(KN)	Θ	$\Delta K(m)$	VK(KN)	Θ
RDC	3,6	17428,689 6	0,021375	-1737,78	-0,06	0,008776	-1737,7822	-0,02
1	3,6	14512,189	0,027876	-1654,18	-0,07	0,017085	-1654,1819	-0,04
2	3,6	11595,302 4	0,028146	-1487,04	-0,06	0,020145	-1487,0398	-0,04
3	3,6	8678,4157	0,033153	-1237,63	-0,06	0,023955	-1237,6305	-0,05
4	3,6	5793,764	0,027033	-907,041	-0,05	0,023442	-907,0405	-0,04
5	3,6	2909,1122	0,017661	-494,26	-0,03	0,021072	-494,2598	-0,03

Tableau V.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

On voit bien que la condition $\theta < 0.1$ est largement satisfaite, on peut donc négliger L'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

V.5.7. Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Avec :

M_S : Moment stabilisant.

M_R : Moment renversant.

Sens X			Sens Y		
Ms(KN.m)	MR(KN.m)	Ms/MR	Ms(KN.m)	MR(KN.m)	Ms/MR
91739,8943	27056,091	3,39	195666,93	27056,091	7,23

Tableau V.9 : Vérification au renversement.

D'après le tableau $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$, Donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens.

V.6. Conclusion :

Toutes les exigences de sécurité imposée par le RPA sont satisfaites, donc on peut passer aux assemblages des éléments.

CHAPITRE VI

« ETUDE DU PLANCHER MIXTE »

VI.1. Introduction :

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

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux.

Bien entendu il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques.

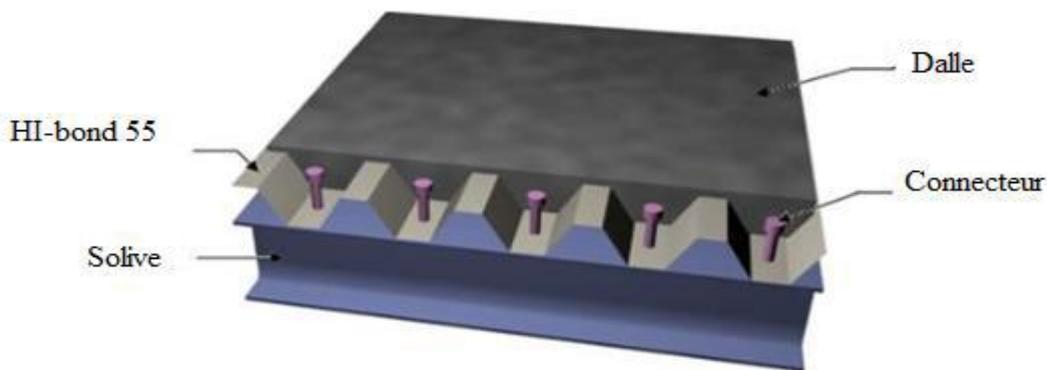


Figure VI.1 : Eléments constructifs du plancher mixte.

VI.2.La méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a. Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivant :

- Le poids propre de profilé
- Le poids du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

b. Phase finale :

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes

- Le poids propre de profilé
- Le poids du béton sec
- La surcharge de construction (ouvriers)

VI.3. Solives du plancher courant :

Les solives sont généralement des profilés en **IPE**, **IPN** dont leur espacement est compris entre 1 et 1.5m selon le type de plancher utilisé.

La solive la plus sollicitée **IPE 200** a une portée de 6m et un espacement de 1.2m

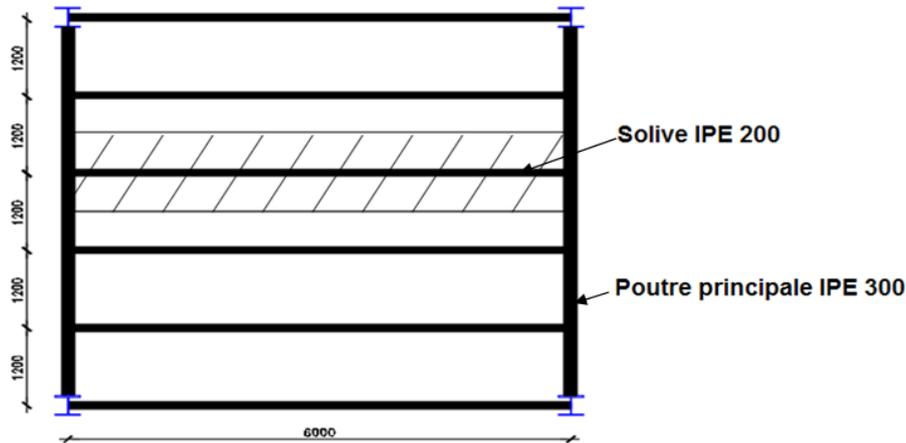


Figure VI.2 : Schéma des solives

Les efforts sont tirés à partir de l'ETABS :

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end, J end (kN)	2,3450	8,3477	7,3791	7,8168	1,35(G+Gc)+1,5Q	32,9564

Tableau VI.1: Les efforts tirés à partir de l'ETABS

VI.3.1. Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul

VI.3.1.1. Vérification de la résistance à la flexion (Eurocode 3)

Le moment fléchissant M_{Ed} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}}$$

Les résultats donnés par ETABS :

	Combo	E_d	R_d	Ratio	Pass
Construction Bending (kN-m)	1,35G+1,5Qc	24,6779	60,66	0,407	✓

Tableau VI.2 : Les valeurs des moments dans la phase de construction

$$q_u = 1.35G + 1.5Q_c = 5.48 \text{ KN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 24.6779 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = 60.66 \text{ KN.m}$$

VI.3.1.2. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q_s = 3.96 \text{ kN/m} = 3.96 \text{ N/mm}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 \times 3.96 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 16.38 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 16.38 \text{ mm} < \bar{f} = 24 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.2. Phase finale :

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

VI.3.2.1. Largeur de la dalle : (Eurocode 4)

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, la largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2}$$

Avec :

$$b_{ei} = \min \begin{cases} \frac{l_0}{8} = 0.75 \text{ m} \\ b_i = 1.2 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{avec } l_0: \text{ Longueur libre d'une solive simplement appuyée} \\ e: \text{ Entraxe entre les solives} \end{array}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 1.2 \text{ m.}$$

$$b_{ei} = \min (0.75 ; 1.2) = 0.75 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } b_{\text{eff}} = 2 \times 0.75 = 1.5 \text{ m.}$$

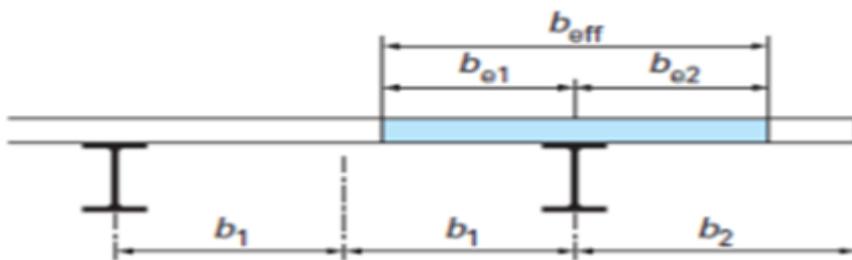


Figure VI.3 : Largeur efficace de la dalle

VI.3.2.2. Position de l'axe neutre plastique :

$$F_{\text{béton}} = b_{\text{eff}} \times h_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{avec } f_{ck} = 25\text{MPa} \quad \text{et } \gamma_c = 1.5$$

$$F_{\text{béton}} = 1500 \times 80 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 1700 \text{ KN}$$

$$F_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad \text{avec } f_y = 275\text{MPa} \quad \text{et } \gamma_a = 1.1$$

$$F_{\text{acier}} = 2848 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 712 \text{ KN}$$

$F_{\text{béton}} > F_{\text{acier}}$ Donc l'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

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

$$Z = \frac{F_{\text{acier}}}{b_{\text{eff}} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad Z = 33.51\text{mm} < 80\text{mm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,Rd}} = F_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right]$$

h_a : Hauteur de profilé IPE200.

h_p : Hauteur de la tôle.

h_c : Épaisseur de la dalle en béton.

$$M_{\text{pl,Rd}} = 712000 \times \left[\frac{200}{2} + 80 + 40 - \frac{33.51}{2} \right] = 144.71 \text{ KN.m}$$

VI.3.2.3. Vérification de la résistance à la flexion (Eurocode 4)

Le moment fléchissant M_{Ed} doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{\text{Ed}} \leq M_{\text{pl,Rd}}$$

Les résultats donnés par ETABS :

	Combo	E _d	R _d	Ratio	Pass
Partial Comp. Bending (kN-m)	1,35(G+Gc)+1,5Q	55,1970	144,7104	0,381	✓

Tableau VI.3 : Les valeurs des moments dans la phase finale

$$q_u = 1.35(G+Gc)+1.5Q = 12.15 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{Ed}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 55.19 \text{ KN.m}$$

VI.3.2.4. Vérification de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{pl,Rd}}$$

Les résultats donnés par ETABS :

	Combo	E _d	R _d	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	1,35(G+Gc)+1,5Q	36,4501	169,6439	0,215	✓

Tableau VI.4: Les valeurs des efforts tranchants

$$q_u = 1.35(G+G_c) + 1.5Q = 12.15 \text{ KN/m}$$

$$v_{Ed} = \frac{q_u \times l}{2} = 36.45 \text{ KN}$$

$$v_{pl,Rd} = \frac{\chi_w \times f_y \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}}$$

χ_w : Coefficient de réduction

$$\text{(Eurocode)} \begin{cases} \chi_w = \eta & \text{si } \bar{\lambda}_w < \frac{0.83}{\eta} \\ \chi_w = \frac{0.83}{\eta} & \text{si } \bar{\lambda}_w \geq \frac{0.83}{\eta} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_w \geq \frac{h_w}{86.4 \times t_w \times \varepsilon}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{N/mm}^2]}} = 0.924$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{159}{86.4 \times 5.6 \times 0.924} = 0.357 < \frac{0.83}{\eta} = 0.69 \rightarrow \chi_w = \eta = 1.2$$

$$v_{pl,Rd} = \frac{1.2 \times 275 \times 159 \times 5.6}{\sqrt{3} \times 1} = 169.64 \text{ KN}$$

VI.3.2.5. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant : (Eurocode 3)

$$v_{Ed} = 36.45 \text{ KN} < 0.5 \times v_{pl,Rd} = 84.82 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

VI.3.2.6. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}^{\max} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$I_c = I_{ay} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times n} + \frac{A_a \times (h + 2 \times h_p + h_c)^2}{4 \times (1 + n \times r)}$$

$$r = \frac{A_a}{b_{\text{eff}} \times h_c} = \frac{28.48}{150 \times 40} = 0.0047$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{31000} = 6.77$$

$$I_c = 0.79 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 \times 8.664 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 0.79 \times 10^8} = 8.8 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 8.8\text{mm} < \bar{f} = 24\text{mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé **IPE 200** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et flèche, donc on adopte pour la solive de plancher courant un **IPE 200**

VI.4. Etude des connecteurs :

VI.4.1. Définition :

Les connecteurs sont des pièces métalliques qui assurent la liaison entre le profilé métallique et la dalle en béton qui sont fixés sur la face supérieure du profilé métallique et ancrés dans la dalle en béton, dont leur rôle est d'empêcher (ou limiter) le glissement et le soulèvement pouvant se produire à l'interface de liaison.

VI.4.2. Les différents types de connecteurs :

Il existe de nombreux types de connecteurs, parmi lesquels on peut citer

- **Les goujons à tête**, fixés sur la poutre métallique par soudage à l'aide d'un pistolet électrique (Figure 4(a)). La difficulté de soudage des goujons, particulièrement, dans le cas de mauvaises conditions atmosphériques, a mené au développement
- **Les équerres clouées**, fixés par clouage à l'aide d'un pistolet à cartouches, donc ne nécessitant pas le soudage (Figure 4 (b)). A cause de la petite résistance au cisaillement des goujons soudés et des équerres clouées et aussi à cause des problèmes de fatigue provoqués par les charges mobiles dans les ponts mixtes
- **Les cornières soudées** ce sont des connecteurs alternatifs équipés de barres d'anti-soulèvement (Figure 4 (c)), qui sont utilisées, particulièrement, en France et en Algérie pour assurer la connexion (acier-béton) dans les ponts mixtes
- **Les plaques perforées** (Figure 4(d)), développées en Allemagne pour la construction du pont mixte de Caroni au Venezuela. Cependant, l'inconvénient des cornières soudées et des plaques perforées est la difficulté de placer les barres d'armature à travers les trous existant dans ces connecteurs. Par conséquent, les **connecteurs en « U »** peuvent être une bonne alternative (Figure 4(e)). Ces connecteurs présentent une résistance plus élevée que celle des goujons à tête. En conséquence, quelques connecteurs en « U » peuvent remplacer un grand nombre de goujons.

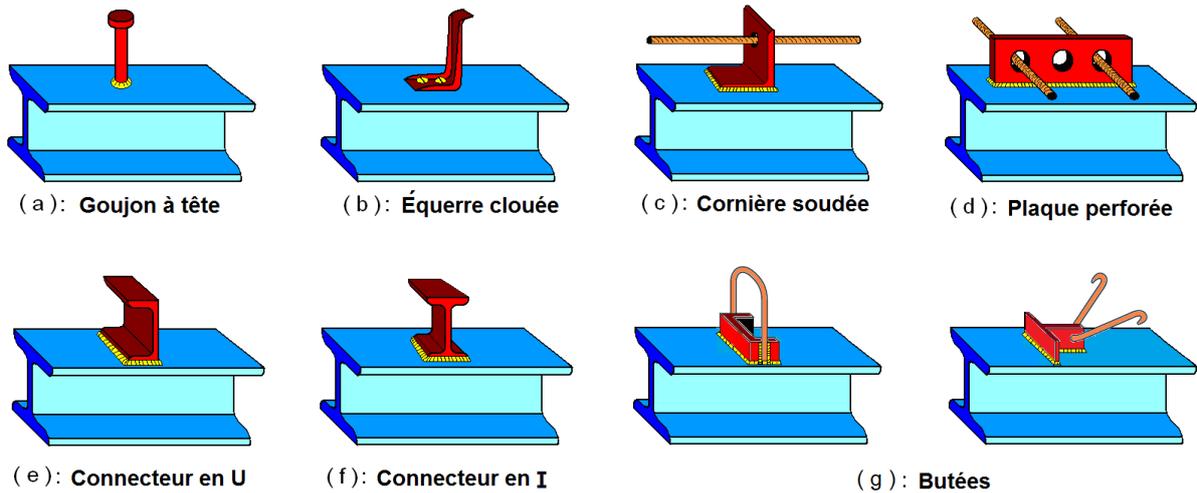


Figure VI.4 :Types de connecteurs

✓ Dans notre projet on à utilisée Les goujons à tête



Figure VI.5 : disposition des connecteurs

La résistance de calcul d'un goujon à tête soudé au pistolet automatique présentant en pied un bourrelet de soudure normal est données par la plus faible valeur calculer à partir des deux formules suivantes :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_1 = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad P_1 \text{ correspond à une rupture par cisaillement du goujon} \\ P_2 = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \quad P_2 \text{ correspond à une rupture par écrasement du béton autour du goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

γ_v :facteur partiel de sécurité sur les deux matériaux acier et béton, $\gamma_v = 1.25$.

d et h: diamètre et la hauteur du goujon.

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

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 31000 MPa.

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

α : un facteur correctif $\alpha = 0.2 \times \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right]$ pour $3 \leq \frac{h}{d} < 4$ et $\alpha = 1$ pour $\frac{h}{d} \geq 4$

Notre connecteur a les caractéristiques suivantes :

✓ $d = 20 \text{ mm}$

✓ $h = 90 \text{ mm}$

✓ $f_y = 275 \text{ MPa}$

✓ $f_u = 430 \text{ MPa}$

$\frac{h}{d} = \frac{90}{20} = 4.5 > 4$ donc $\alpha = 1$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_1 = 0.8 \times 430 \times \frac{\pi \times 20^2}{4 \times 1.25} \times 10^{-3} = 86.46 \text{ KN} \\ P_2 = 0.29 \times 1 \times 20^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 31000}}{1.25} \times 10^{-3} = 81.70 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 81.70 \text{ KN}$

➤ **Détermination de l'effort totale de cisaillement V_{Lf} :**

$V_{Lf} = \min (F_{\text{béton}} ; F_{\text{acier}}) = \min(1700; 712) = 712 \text{ KN}$

➤ **Nombre des connecteurs :**

$$N^{\text{bre}} = \frac{V_{Lf}}{P_{rd}} = \frac{712}{81.70} = 8.7$$

On prend **9 connecteurs** pour la demi-portée.

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

$e_{\text{min}} \geq 5 \times d = 5 \times 20 = 100 \text{ mm}$

$\text{esp} = \frac{L}{N^{\text{bre}}} = \frac{6000}{18-1} = 352 \text{ mm}$

→ $\text{esp} = 355 \text{ mm}$

Donc on prend 18 connecteurs pour toute la portée de la solive

VI.5. Ferrailage de la dalle du plancher :

La dalle est une surface horizontale, supportant des charges verticales concentrées ou réparties. Pour notre cas, il s'agit d'une dalle mixte.

Le moment maximal tiré à partir de l'ETABS : $M_0 = 55.2 \text{ KN.m}$

On prend les valeurs maximales des moments :

$M_t = 0.85 \times M_0 = 46.92 \text{ KN.m}$

Moment réduit :

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

Avec :

$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \gamma_b = 1.15 \rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$

$\mu_u = 0.003 < \mu_R = 0.392$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0.0037$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} ; \text{ tel que } : f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} ; f_e = 400\text{MPa} \rightarrow f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$A_{st} = 1.68\text{cm}^2$$

On utilise un treillis soudé: T.S 6mm \times 6mm (150mm \times 150mm)

CHAPITRE VII

**«VERIFICATIONS DES
ELEMENTS»**

VII.1. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel ETABS.

VII.2. Vérification de la poutre principale IPE 300 :

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

La longueur de la poutre $L= 5.9$ m

Les efforts sollicitant les plus défavorables sont tirés à partir du logiciel ETABS, sous la combinaison 1.35G+1.5Q sont :

N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN-m)	$M_{Ed,z}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
0	-143,8576	0	153,1108	0	-0,0002

Tableau VII.1: sollicitations sur la poutre principale IPE 300

VII.2.1. Vérification à la résistance :

a. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

Les résultats donnés par ETABS :

	V_{Ed} Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	153,1108	407,561	0,376	OK
Minor (y)	0	540,1303	0	OK

Tableau VII.2 : Les valeurs des efforts tranchants

$$V_{Sd,z} = 153.1108 \text{ KN}; \quad V_{Sd,y} = 0 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,z} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 25.7 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} = 407.56 \text{ KN} > V_{Sd,z} = 153.1108 \text{ KN} (\text{condition vérifiée})$$

$$V_{Rd,y} = \frac{f_y \times A_{vy}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 34 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} = 540.13 \text{ KN} > V_{Sd,y} = 0 \text{ KN} (\text{condition vérifiée})$$

$$V_{Sd,z} = 153.1108 \text{ KN} < 0.5 V_{Rd,z} = 203.78 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Sd,y} = 0 \text{ KN} < 0.5 V_{Rd,y} = 270.06 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

b. Vérification au moment résistant :

Il faut vérifiée que $M_{Sd} \leq M_{Rd}$

Les résultats donnés par ETABS :

	M_{Ed} Moment kN-m	M_{Ed,span} Moment kN-m	M_{c,Rd} Capacity kN-m	M_{v,Rd} kN-m	M_{n,Rd} kN-m	M_{b,Rd} Capacity kN-m
Major (y-y)	-143,8576	-147,9729	172,7	172,7	172,7	166,4435
Minor (z-z)	0	0	34,375	34,375	34,375	

Tableau VII.3: Les valeurs des moments

$$M_{Sd,zz} = 0 \text{ KN. m}; \quad M_{Sd,yy} = -143,8576 \text{ KN. m}$$

$$M_{Rd,z} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 125 \times 10^3}{1} = 34.375 \text{ KN.m} > M_{Sd,z} = 0 \text{ KN. m (condition vérifiée)}$$

$$M_{Rd,y} = \frac{f_y \times W_{pl,z}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 628 \times 10^3}{1} = 172.7 \text{ KN.m} > M_{Sd,y} = -143.8576 \text{ KN. m (condition vérifiée)}$$

VII.2.2. Vérification à la stabilité :

a. Vérification au déversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{z,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Puisque N_{sd} et $M_{z,sd}$ sont nul, nous avons :

$$\frac{K_{zy} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

Les résultats donnés par ETABS :

$$\frac{D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]}{0,889 = 0 + 0,889 + 0}$$

	M_{Ed} Moment kN-m	M_{c,Rd} Capacity kN-m	M_{b,Rd} Capacity kN-m
Major (y-y)	-143,8576	172,7	166,4435
Minor (z-z)	0	34,375	

	Curve	α_{LT}	λ_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	C₁	M_{cr} (kN-m)
LTB	a	0,21	0,357	0,58	0,964	1,002	1354,9799

Avec :

M_{Sd} : moment appliqué

χ_{LT} : est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: est l'élancement de la poutre donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : est moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{cr}^2} \times \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right)$$

C_1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1$).

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier $E = 210000$ MPa

G : module d'élasticité transversal de l'acier $G = \frac{E}{1+\nu} \approx 81000$ MPa

I_z : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe zz

I_w : Le moment d'inertie de gauchissement

$$M_{cr} = 1 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 604 \times 10^4}{1180^2} \times \left(\frac{125934.1 \times 10^6}{604 \times 10^4} + \frac{1180^2 \times 81000 \times 19.9 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 604 \times 10^4} \right)$$

$$M_{cr} = 1354.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{628 \times 10^3 \times 275}{1354.67}} = 0.357$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Détermination de la valeur du facteur d'imperfection pour le déversement α :

$\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$ (Pour les sections laminées)

$$\text{Donc } \phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.357 - 0.2) + 0.357^2] = 0.58$$

$$\text{Donc } \phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.357 - 0.2) + 0.357^2] = 0.58$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.58 + \sqrt{0.58^2 - 0.357^2}} = 0.964$$

Calcul du coefficient K_{LT} :

$$K_{zy} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y} \quad \text{avec } N_{sd} = 0 \text{ KN} \rightarrow K_{zy} = 1$$

En remplaçant ces valeurs dans l'équation (I), nous avons :

$$\frac{1 \times 143.8576 \times 10^6}{0.964 \times \frac{628 \times 10^3 \times 275}{1}} = 0.889 \leq 1$$

La condition de déversement est vérifiée.

Le profilé **IPE 300** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et stabilité, donc on adopte pour la poutre principale de plancher courant un **IPE 300**.

VII.3. Vérification des poteaux :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

- **Poteau HEA 300 du RDC :**

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ETABS sous la combinaison G + Q - EY sont :

N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN-m)	$M_{Ed,z}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
-1920,7432	-5,8732	0,3771	-20,1883	-0,2296	-0,0003

Tableau VII.4: sollicitations sur le poteau HEA 300

VII.3.1 Vérification à la résistance :

a. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

Les résultats donnés par ETABS :

	V_{Ed} Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	19.8217	599.3615	0.033	OK
Minor (y)	0.2916	1440.5316	2.024E-04	OK

Tableau VII.5 : Les valeurs des efforts tranchants

$$V_{Sd,z} = 19.8217 \text{ kN}; \quad V_{Sd,y} = 0.2916 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,z} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 37.8 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} = 599.3615 \text{ kN} > V_{Sd,z} = 19.8217 \text{ kN} (\text{condition vérifiée})$$

$$V_{Rd,y} = \frac{f_y \times A_{vy}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 90.7 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} = 1440.5316 \text{ kN} > V_{Sd,y} = 0.2916 \text{ kN} (\text{condition vérifiée})$$

$$V_{Sd,z} = 19.8217 \text{ kN} < 0.5 V_{Rd,z} = 299.6807 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Sd,y} = 0.2916 \text{ kN} < 0.5 V_{Rd,z} = 720.2658 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

b. Vérification au moment résistant :

Il faut vérifiée que $M_{Sd} \leq M_{Rd}$

Les résultats donnés par ETABS :

	M_{Ed} Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	-6.2802	-41.9592	380.325	380.325	164.3493	372.2869
Minor (z-z)	0.4268	0.9517	176.275	176.275	133.3832	

Tableau VII.6: Les valeurs des moments

$$M_{Sd,zz} = 0.4268 \text{ KN.m}; \quad M_{Sd,yy} = -6.2802 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd,z} = \frac{f_y \times W_{pl,z}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 641 \times 10^3}{1} = 176.275 \text{ KN.m} > M_{Sd,z} = 0.4268 \text{ KN.m (condition vérifiée)}$$

$$M_{Rd,y} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 1383 \times 10^3}{1} = 380.325 \text{ KN.m} > M_{Sd,y} = -6.2802 \text{ KN.m (condition vérifiée)}$$

VII.3.2. Vérification à la stabilité :

a. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0.4$

Les résultats donnés par ETABS :

	Section	Flange	Web	ϵ (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 2	Class 2	Class 1	0.924	1	0.247

	Curve	α_{LT}	λ_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	C_1	M_{cr} (kN-m)
LTB	a	0.21	0.294	0.553	0.979	2.7	4396.8145

λ_{LT} : est l'élançement de la poutre donné par :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : est moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{cr}^2} \times \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right)^{0.5}$$

C_1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 2.7$).

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier $E = 210000 \text{ MPa}$

G : module d'élasticité transversal de l'acier $G = \frac{E}{1+\nu} \approx 81000 \text{ MPa}$

I_z : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe zz

I_w : le moment d'inertie de gauchissement

$$M_{cr} = 2.7 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 6310 \times 10^4}{3600^2} \times \left(\frac{1199772 \times 10^6}{6310 \times 10^4} + \frac{3600^2 \times 81000 \times 87.8 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 6310 \times 10^4} \right)^{0.5}$$

$$M_{cr} = 4396.8145 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1383 \times 10^3 \times 275}{4396.8145 \times 10^6}} = 0.294 < 0.4 \text{ donc il est inutile de prendre en compte}$$

le déversement.

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

- Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (Pour les sections laminées)}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(0.294 - 0.2) + 0.294^2] = 0.553$$

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0.553 + \sqrt{0.553^2 - 0.294^2}} = 0.979$$

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{zy} \times M_{Y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{zz} \times M_{Z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_Y ; \chi_Z)$$

Les résultats donnés par ETABS :

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr}/i
Major (y-y)	1.808	1	3600	51.191
Minor (z-z)	1	1	3600	48.176
LTB	1	1	3600	48.176

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	b	0.34	8937.3736	0.59	0.74	0.842	2617.183
Minor (z-z)	c	0.49	10091.2136	0.555	0.741	0.812	2522.5734
Torsional TF	c	0.49	12085.8902	0.507	0.704	0.839	2607.288

$$\begin{cases} \lambda_Y = \frac{l_{cr,y}/i_Y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} \\ \lambda_Z = \frac{l_{cr,z}/i_Z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} \end{cases}$$

Avec : $l_{cr,y} = K_Y \times L$; $l_{cr,z} = K_Z \times L$

$\beta_A = 1$ (HEA300 Section de classe 1)

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\begin{cases} \lambda_Y = \frac{6508.8/127.1}{93.9 \times 0.924} \times \sqrt{1} = 0.59 < 0.2 \\ \lambda_Z = \frac{3600/74.7}{93.9 \times 0.924} \times \sqrt{1} = 0.555 < 0.2 \end{cases}$$

Donc le flambement sera considéré dans les deux sens :

$$\begin{cases} \phi_Y = 0.5[1 + \alpha_Y(\lambda_Y - 0.2) + \lambda_Y^2] \\ \phi_Z = 0.5[1 + \alpha_Z(\lambda_Z - 0.2) + \lambda_Z^2] \end{cases}$$

- Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

Courbe de flambement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 < 1.2 \\ t_f = 14\text{mm} < 40\text{mm} \end{cases}$$

→ Axe de flambement y-y : courbe de flambement b

Axe de flambement z-z : courbe de flambement C

Donc :

$$\alpha_Y = 0.34 \quad ; \quad \alpha_Z = 0.49$$

$$\rightarrow \begin{cases} \phi_Y = 0.5[1 + 0.34(0.59 - 0.2) + 0.59^2] = 0.74 \\ \phi_Z = 0.5[1 + 0.49(0.555 - 0.2) + 0.555^2] = 0.741 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \chi_Y = \frac{1}{\phi_Y + \sqrt{\phi_Y^2 - \lambda_Y^2}} = \frac{1}{0.74 + \sqrt{0.74^2 - 0.59^2}} = 0.842 \\ \chi_Z = \frac{1}{\phi_Z + \sqrt{\phi_Z^2 - \lambda_Z^2}} = \frac{1}{0.741 + \sqrt{0.741^2 - 0.555^2}} = 0.812 \end{cases}$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_Y ; \chi_Z) = \chi_Z = 0.812$$

- Calcul des coefficients K :

Les résultats donnés par ETABS :

	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
Factors	0.4	0.559	0.4	0.42	0.467	0.716	0.778

Après avoir déterminé k_y et k_z et χ_{\min} :

$$\frac{1936.972 \times 10^3}{0.812 \times \frac{113 \times 10^2 \times 275}{1}} + \frac{0.716 \times 41.9592 \times 10^6}{0.979 \times \frac{1383 \times 10^3 \times 275}{1}} + \frac{0.778 \times 0.9517 \times 10^6}{\frac{641 \times 10^3 \times 275}{1}} = 0.853 < 1$$

Le profilé **HEA 300** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et stabilité, donc on adopte pour le poteau un **HEA 300**.

VII.4. Vérification des contreventements :

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont :

➤ **Les palées en X** : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature

➤ **Les palées en V** : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

• **VII.4.1 Vérification des palées en (X) 2L 120×15×15:**

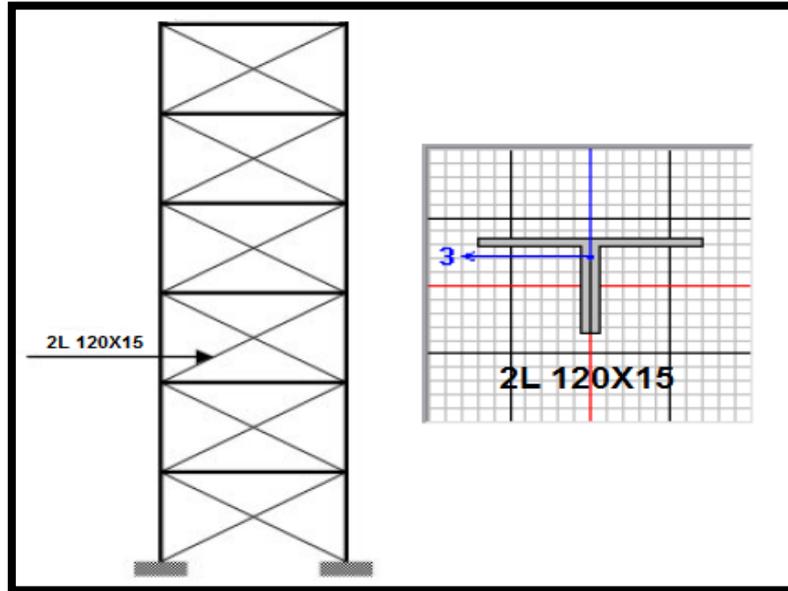


Figure VII.1: Contreventement en X

Pour vérifier les contreventements, on doit s'assurer que les valeurs des efforts internes sollicitant sont inférieures à celle des efforts résistant.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ETABS sous la combinaison G + Q - EY sont :

N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
-395.426	0	0	-0.7567	-0.0069	0

Tableau VII.7: sollicitations sur le contreventement

VII.4.1. Vérification à la résistance :

a. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

Les résultats donnés par ETABS :

	V_{Ed} Force (kN)	$V_{e,Rd}$ Capacity (kN)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0.7567	474.726	0.0016	OK
Minor (y)	0.0069	517.567	1.333E-05	OK

Tableau VII.8 : Les valeurs des efforts tranchants

$$V_{Sd,z} = 0.7567\text{KN}; \quad V_{Sd,y} = 0.0069\text{KN}$$

$$V_{Rd,z} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 29.9 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} = 474.726 \text{ KN} > V_{Sd,z} = 0.7567\text{KN} (\text{condition vérifiée})$$

$$V_{Rd,y} = \frac{f_y \times A_{vy}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 36 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} = 517.567 \text{ KN} > V_{Sd,y} = 0.0069\text{KN} (\text{condition vérifiée})$$

$$V_{Sd,z} = 0.7567 \text{KN} < 0.5 V_{Rd,z} = 237.363 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Sd,y} = 0.0069 \text{KN} < 0.5 V_{Rd,z} = 258.5835 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

b. Vérification au moment résistant :

Il faut vérifiée que $M_{Sd} \leq M_{Rd}$

Les résultats donnés par ETABS :

	M_{Ed} Moment kN-m	M_{Ed,span} Moment kN-m	M_{c,Rd} Capacity kN-m	M_{v,Rd} kN-m	M_{n,Rd} kN-m	M_{b,Rd} Capacity kN-m
Major (y-y)	0	-0.2686	52.8550	52.8550	52.8550	22.9454
Minor (z-z)	0	0.0237	79.5850	79.5850	79.5850	

Tableau VII.9: Les valeurs des moments

$$M_{Sd,zz} = 0 \text{ KN.m}; \quad M_{Sd,yy} = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd,z} = \frac{f_y \times W_{pl,z}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 289.4 \times 10^3}{1} = 79.5850 \text{ KN.m} > M_{Sd,z} = 0 \text{ KN.m} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$M_{Rd,y} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 192.2 \times 10^3}{1} = 52.8550 \text{ KN.m} > M_{Sd,y} = 0 \text{ KN.m} \text{ (condition vérifiée)}$$

VII.4.2. Vérification à la stabilité :

a. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0.4$

Les résultats donnés par ETABS :

	Section	Flange	Web	ε (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 3	Class 3	Class 3	1	0.967	-0.504

	Curve	α_{LT}	λ_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	C₁	M_{cr} (kN-m)
LTB	d	0.76	0.42	0.672	0.84	1.512	293.8513

λ_{LT} : est l'élanement de la poutre donné par :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : est moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{cr}^2} \times \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right)^{0.5}$$

C_1 : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1.512$).

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier $E = 210000$ MPa

G : module d'élasticité transversal de l'acier $G = \frac{E}{1+\nu} \approx 81000$ MPa

I_z : Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe zz

I_w : Le moment d'inertie de gauchissement

$$M_{cr} = 1.512 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 2124 \times 10^4}{6911.6^2} \times \left(\frac{0}{2124 \times 10^4} + \frac{6911.6^2 \times 81000 \times 50.6 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 2124 \times 10^4} \right)^{0.5}$$

$$M_{cr} = 293.8513 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{192.2 \times 10^3 \times 275}{293.8513 \times 10^6}} = 0.42 > 0.4 \text{ il y a un risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

▪ Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

$\alpha_{LT} = 0.76$ (Pour les sections laminées) courbe d

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.76 (0.42 - 0.2) + 0.42^2] = 0.672$$

• Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0.672 + \sqrt{0.672^2 - 0.42^2}} = 0.84$$

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{zy} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{zz} \times M_{z,sd}}{\frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

• Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z)$$

Les résultats donnés par ETABS :

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr}/i
Major (y-y)	1	0.5	3455.8	95.441
Minor (z-z)	1	1	6911.6	123.54
LTB	1	1	6911.6	123.54

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	b	0.34	1544.0714	1.1	1.26	0.533	935.6708
Minor (z-z)	b	0.34	921.5487	1.43	1.73	0.37	668.9782
Torsional TF	b	0.34	904.042	1.328	1.574	0.414	659.5049

$$\begin{cases} \lambda_Y = \frac{l_{cr,y}/i_Y}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} \\ \lambda_Z = \frac{l_{cr,z}/i_Z}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} \end{cases}$$

Avec : $l_{cr,y} = K_Y \times L$; $l_{cr,z} = K_Z \times L$

$\beta_A = 1$ (2L 120x15x15 Section de classe 3)

$$\lambda_l = 93.9 \times \epsilon_{ave} \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\begin{cases} \lambda_Y = \frac{3455.8/36.2}{93.9 \times 0.924} \times \sqrt{1} = 1.1 > 0.2 \\ \lambda_Z = \frac{6911.6/55.9}{93.9 \times 0.924} \times \sqrt{1} = 1.43 > 0.2 \end{cases}$$

Donc le flambement sera considéré dans les deux sens :

$$\begin{cases} \phi_Y = 0.5[1 + \alpha_Y(\lambda_Y - 0.2) + \lambda_Y^2] \\ \phi_Z = 0.5[1 + \alpha_Z(\lambda_Z - 0.2) + \lambda_Z^2] \end{cases}$$

▪ Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

Courbe de flambement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{120}{120} = 1 < 1.2 \\ t_f = 15\text{mm} < 40\text{mm} \end{cases}$$

→ Axe de flambement y-y : courbe de flambement b

Axe de flambement z-z : courbe de flambement b

Donc $\alpha_Y = \alpha_Z = 0.34$

$$\rightarrow \begin{cases} \phi_Y = 0.5[1 + 0.34(1.1 - 0.2) + 1.1^2] = 1.26 \\ \phi_Z = 0.5[1 + 0.34(1.43 - 0.2) + 1.43^2] = 1.73 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \chi_Y = \frac{1}{\phi_Y + \sqrt{\phi_Y^2 - \lambda_Y^2}} = \frac{1}{1.26 + \sqrt{1.26^2 - 1.1^2}} = 0.533 \\ \chi_Z = \frac{1}{\phi_Z + \sqrt{\phi_Z^2 - \lambda_Z^2}} = \frac{1}{1.73 + \sqrt{1.73^2 - 1.43^2}} = 0.37 \end{cases}$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_Y ; \chi_Z) = \chi_Z = 0.37$$

▪ Calcul des coefficients K :

Les résultats donnés par ETABS :

	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
Factors	0.4	0.9	0.9	0.501	1.219	0.955	1.219

Après avoir déterminé K_Y et K_Z et X_{\min} :

$$\frac{-395.426 \times 10^3}{0.37 \times \frac{67.9 \times 10^2 \times 275}{1}} + \frac{0.955 \times -0.2686 \times 10^6}{0.84 \times \frac{192.2 \times 10^3 \times 275}{1}} + \frac{1.219 \times 0.0237 \times 10^6}{\frac{289.4 \times 10^3 \times 275}{1}} = 0.500 < 1$$

Le profilé **2L 120×15×15** vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et stabilité, donc on adopte pour le contreventement en **X** un **2L 120×15×15**.

CHAPITRE VIII

«ETUDES DES ASSEMBLAGES»

VIII.1. Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage , c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

VIII.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (**HR**). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{yb}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VIII.1 : Caractéristiques des boulons

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler

c) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR

d) Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{M2} = 1,50$

e) Coefficient de frottement :

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.

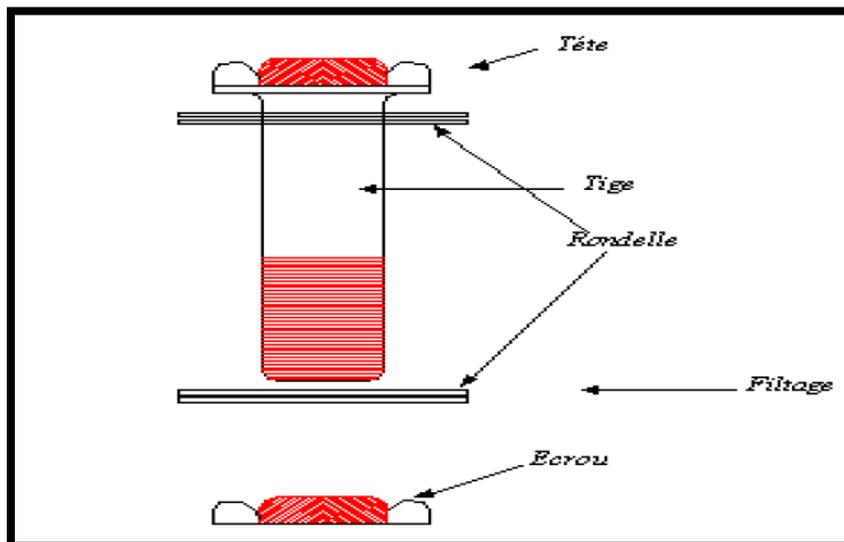


Figure VIII.1 : Présentation d'un boulon

VIII.3. Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.4. Calcul des assemblages par Autodesk Robot structural Analysis

Professional 2014:

VIII.4.1. Assemblage poutre - solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE200 avec l'âme de la poutre principale IPE300, avec une file verticale de deux boulons.

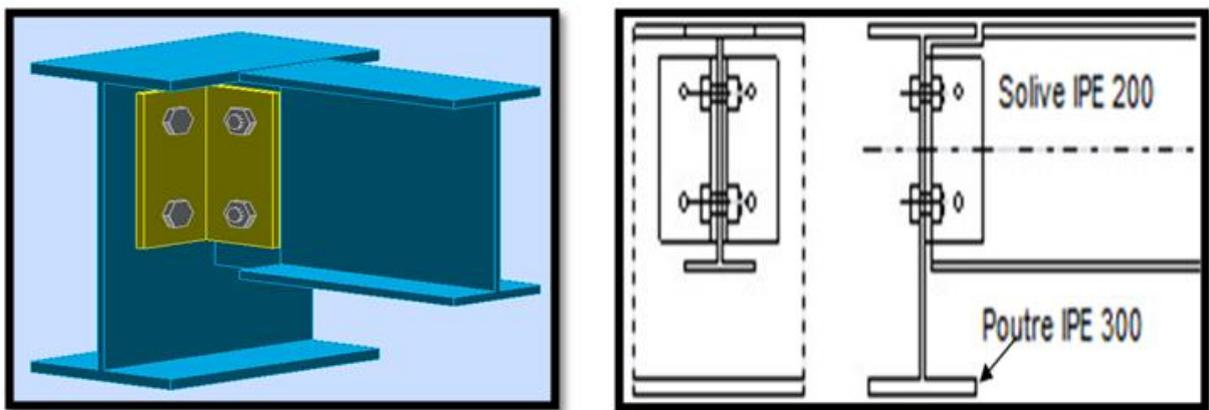


Figure VIII.2 : Assemblage poutre IPE 300 –solive IPE 200

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1.35 G + 1.5Q

L'effort tranchant : T = -32.96 KN

VIII.4.1.1. Géométrie :

a. Poutre porteuse IPE 300 :

- Géométrie :

α_1 (Deg)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)	I_y (cm ⁴)
-90	300	150	7	11	15	53.81	8356.11

Tableau VIII.2 : Les caractéristiques de profile IPE 300

- Matériau: Acier E28 → $\sigma_e=275$ MPa
- Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse IPE 300 :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d' (mm)	A_s' (cm ²)	A_v' (cm ²)	f_y' (MPa)	f_u' (MPa)	n'	h_1' (mm)
8.8	14	1.15	1.54	550	800	2	30

b. Poutre portée IPE 200 :

- Géométrie :

α_2 (Deg)	h_b (mm)	b_{fb} (mm)	t_{wb} (mm)	t_{fb} (mm)	r_b (mm)	A_b (cm ²)	I_y (cm ⁴)
0	200	100	6	9	12	28.48	1943.17

Tableau VIII.3 : Les caractéristiques de profile IPE 200

- Matériau : Acier E28 $\rightarrow \sigma_{eb}=275$ MPa

- Encoche de la poutre portée :

h_1 (mm)	h_2 (mm)	l (mm)
17	0	70

➤ Boulons assemblant la cornière à la poutre portée IPE 200 :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d (mm)	A_s (cm ²)	A_v (cm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	n	h_1 (mm)
8.8	14	1.15	1.54	550	800	2	30

c. Cornière 2L (80x8x8) :

- Géométrie :

α_3 (Deg)	h_c (mm)	b_c (mm)	t_c (mm)	r_c (mm)	L_c (mm)
0	80	80	8	10	150

Tableau VIII.4 : Les caractéristiques de cornière 2L (80x8x8)

- Matériau : Acier E24 $\rightarrow \sigma_c=235$ MPa

VIII.4.1.2. Vérification des Boulons :

a. cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée IPE 200) :

$$T \leq \frac{1.3 \times n \times A_v \times f_y}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \times \alpha^2}{\delta^2}}} \rightarrow |-32.96| < 149.64 \rightarrow \text{vérifié}$$

b. cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse IPE 300) :

$$T \leq 1.3 \times n' \times A'_v \times f'_y \rightarrow |-32.96| < 220.13 \rightarrow \text{vérifié}$$

VIII.4.1.3. Vérification des profils :

a. Pression diamétrale (Côté de la poutre portée IPE 200) :

$$T \leq \frac{3 \times n \times d \times t_{wb} \times \sigma_{eb}}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \times \alpha^2}{\delta^2}}} \rightarrow |-32.96| < 87.94 \rightarrow \text{vérifié}$$

b. Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse IPE 300) :

$$T \leq 6 \times n' \times d' \times t_w \times \sigma_e \rightarrow |-32.96| < 328.02 \rightarrow \text{vérifié}$$

c. Pince transversale :

$$T \leq 1.25 \times n \times t_{wb} \times d_t \times \sigma_{eb} \rightarrow |-32.96| < 146.30 \rightarrow \text{vérifié}$$

d. Effort tranchant (Côté de la poutre portée IPE 200) :

$$T \leq 0.65 \times (h_a - n \times d) \times t_{wb} \times \sigma_{eb} \rightarrow |-32.96| < 146.65 \rightarrow \text{vérifié}$$

e. Moment fléchissant (Côté de la poutre portée IPE 200) :

$$T \leq \frac{1}{f} \times \frac{1}{v} \times \sigma_{eb} \rightarrow |-32.96| < 190.37 \rightarrow \text{vérifié}$$

VIII.4.1.4. Vérification du Cornière :

a. Pression diamétrale (Côté de la poutre portée IPE 200) :

$$T \leq \frac{6 \times n \times d \times t_c \times \sigma_c}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \times \alpha^2}{\delta^2}}} \rightarrow |-32.96| < 214.70 \rightarrow \text{vérifié}$$

b. Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse IPE 300) :

$$T \leq 6 \times n' \times d' \times t_c \times \sigma_c \rightarrow |-32.96| < 315.84 \rightarrow \text{vérifié}$$

c. Pince transversale (pour les deux côté) :

$$T \leq 2.5 \times n \times t_c \times d_v \times \sigma_c \rightarrow |-32.96| < 282.00 \rightarrow \text{vérifié}$$

d. Effort tranchant (pour les deux côté) :

$$T \leq 0.866 \times t_c \times (L_c - n \times d) \times \sigma_c \rightarrow |-32.96| < 198.63 \rightarrow \text{vérifié}$$

e. Moment fléchissant (Côté de la poutre portée IPE 200) :

$$T \leq \frac{2}{a} \times \left(\frac{1}{v}\right)_c \times \sigma_c \rightarrow |-32.96| < 259.06 \rightarrow \text{vérifié}$$

f. Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse IPE 300) :

$$T \leq \frac{t_c \times L_c^2}{(3a') \times \sigma_c} \rightarrow |-32.96| < 290.42 \rightarrow \text{vérifié}$$

VIII.4.2. Assemblage poteau - poutre secondaire :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la poutre secondaire IPE220 avec l'âme du poteau HEA 300, avec une file verticale de deux boulons.

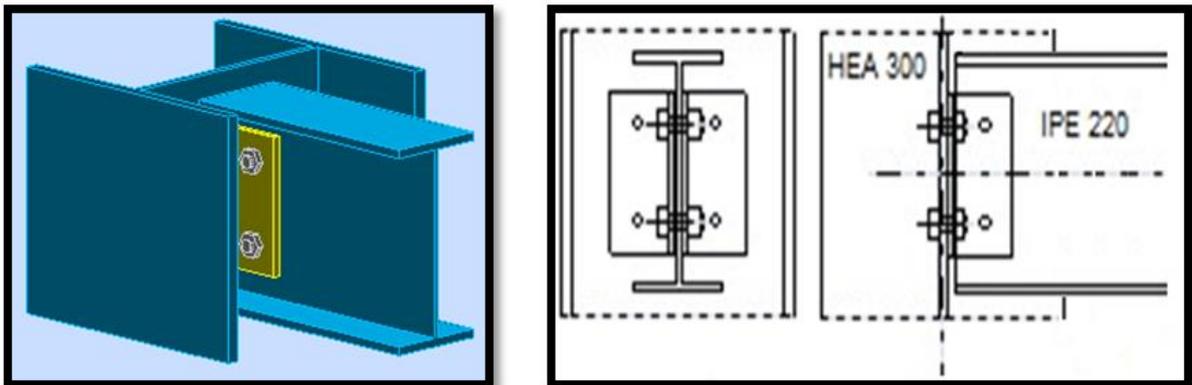


Figure VIII.3 : Assemblage poteau HEA 300 – poutre IPE 220

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1.35 G + 1.5Q

L'effort tranchant : T = -20.48 KN

VIII.4.2.1. Géométrie :

a. Poteau HEA 300 :

- Géométrie :

α_1 (Deg)	h_c (mm)	b_{fc} (mm)	t_{wc} (mm)	t_{fc} (mm)	r_c (mm)	A_c (cm ²)	I_{yc} (cm ⁴)
-90	290	300	9	14	27	112.53	18263.50

Tableau VIII.5 : Les caractéristiques de profile HEA 300

- Matériau: Acier E28 → $\sigma_{ec}=275$ MPa

- Boulons assemblant le poteau HEA 300 à la cornière :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d' (mm)	A'_s (cm ²)	A'_v (cm ²)	f'_y (MPa)	f'_u (MPa)	n'	h'_1 (mm)
8.8	14	1.15	1.54	550	800	2	30

b. Poutre portée IPE 220 :

- Géométrie :

α_2 (Deg)	h_b (mm)	b_{fb} (mm)	t_{wb} (mm)	t_{fb} (mm)	r_b (mm)	A_b (cm ²)	I_{yb} (cm ⁴)
0	220	110	6	9	12	33.37	2771.84

Tableau VIII.6 : Les caractéristiques de profile IPE 220

- Matériau : Acier E28 → $\sigma_{eb}=275$ MPa

- Boulons assemblant la cornière à la poutre portée IPE 220 :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d (mm)	A_s (cm ²)	A_v (cm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	n	h_1 (mm)
8.8	14	1.15	1.54	550	800	2	30

c. Cornière 2L (80x8x8) :

- Géométrie :

α_3 (Deg)	h_c (mm)	b_c (mm)	t_c (mm)	r_c (mm)	L_c (mm)
0	80	80	8	10	150

Tableau VIII.7 : Les caractéristiques de cornière 2L (80x8x8)

- Matériau : Acier E24 → $\sigma_c=235$ MPa

VIII.4.2.2. Vérification des Boulons :

a. cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée IPE 220) :

$$T \leq \frac{1.3 \times n \times A_v \times f_y}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \times \alpha^2}{\delta^2}}} \rightarrow |-20.48| < 148.49 \rightarrow \text{vérifié}$$

b. cisaillement des boulons (Côté du poteau HEA 300) :

$$T \leq 1.3 \times n' \times A'_v \times f'_y \rightarrow |-20.48| < 220.13 \rightarrow \text{vérifié}$$

VIII.4.2.3. Vérification des profils :

a. Pression diamétrale (Côté de la poutre portée IPE 220) :

$$T \leq \frac{3 \times n \times d \times t_{wb} \times \sigma_{eb}}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \times \alpha^2}{\delta^2}}} \rightarrow |-20.48| < 91.93 \rightarrow \text{vérifié}$$

b. Pression diamétrale (Côté du poteau HEA 300) :

$$T \leq 6 \times n' \times d' \times t_w \times \sigma_e \rightarrow |-20.48| < 392.70 \rightarrow \text{vérifié}$$

c. Pince transversale :

$$T \leq 1.25 \times n \times t_{wb} \times d_t \times \sigma_{eb} \rightarrow |-20.48| < 263.66 \rightarrow \text{vérifié}$$

d. Effort tranchant (Côté de la poutre portée IPE 220) :

$$T \leq 0.65 \times (h_a - n \times d) \times t_{wb} \times \sigma_{eb} \rightarrow |-20.48| < 183.08 \rightarrow \text{vérifié}$$

VIII.4.2.4. Vérification du Cornière :

a. Pression diamétrale (Côté de la poutre portée IPE 220) :

$$T \leq \frac{6 \times n \times d \times t_c \times \sigma_c}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \times \alpha^2}{\delta^2}}} \rightarrow |-20.48| < 213.05 \rightarrow \text{vérifié}$$

b. Pression diamétrale (Côté du poteau HEA 300) :

$$T \leq 6 \times n' \times d' \times t_c \times \sigma_c \rightarrow |-20.48| < 315.84 \rightarrow \text{vérifié}$$

c. Pince transversale (pour les deux côté) :

$$T \leq 2.5 \times n \times t_c \times d_v \times \sigma_c \rightarrow |-20.48| < 282.00 \rightarrow \text{vérifié}$$

d. Effort tranchant (pour les deux côté) :

$$T \leq 0.866 \times t_c \times (L_c - n \times d) \times \sigma_c \rightarrow |-20.48| < 198.63 \rightarrow \text{vérifié}$$

e. Moment fléchissant (Côté de la poutre portée IPE 220) :

$$T \leq \frac{2}{a} \times \left(\frac{1}{v}\right)_c \times \sigma_c \rightarrow |-20.48| < 255.37 \rightarrow \text{vérifié}$$

f. Moment fléchissant (Côté du poteau HEA 300) :

$$T \leq \frac{t_c \times L_c^2}{(3a') \times \sigma_c} \rightarrow |-20.48| < 286.29 \rightarrow \text{vérifié}$$

VIII.4.3. Assemblage poteau - poutre principale :

L'assemblage par platine d'extrémité entre une poutre principale IPE 300 et un poteau HEA 300.

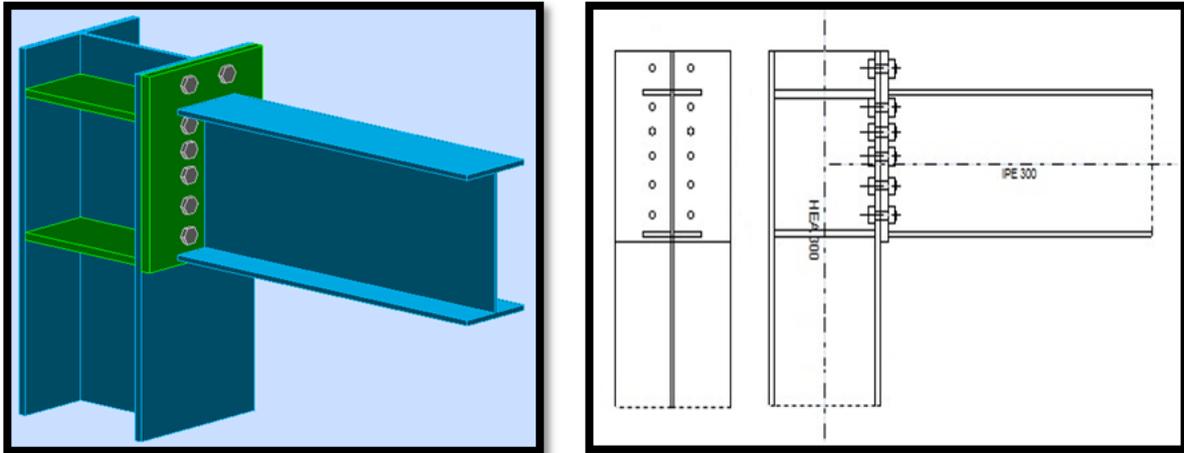


Figure VIII.4 : Assemblage poteau HEA 300 – poutre IPE 300

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1.35 G + 1.5Q

L'effort tranchant : $T = 154.46 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M = 150.33 \text{ KN.m}$

VIII.4.3.1. Géométrie :

a. Poteau HEA 300 :

- Géométrie :

α (Deg)	h_c (mm)	b_{fc} (mm)	t_{wc} (mm)	t_{fc} (mm)	r_c (mm)	A_c (cm ²)	A_{vc} (cm ²)	I_{yc} (cm ⁴)
-90	290	300	9	14	27	112.53	25.68	18263.50

Tableau VIII.8 : Les caractéristiques de profile HEA 300

- Matériau: Acier E28 → $f_{yc} = 275 \text{ MPa}$

b. Poutre IPE 300 :

- Géométrie :

α (Deg)	h_b (mm)	b_f (mm)	t_{wb} (mm)	t_{fb} (mm)	r_b (mm)	A_b (cm ²)	A_{vb} (cm ²)	I_{yb} (cm ⁴)
0	300	150	7	11	15	53.81	25.68	8356.11

Tableau VIII.9 : Les caractéristiques de profile IPE 300

- Matériau: Acier E28 → $f_{yb} = 275 \text{ MPa}$

c. Platine :

h_p (mm)	b_p (mm)	t_p (mm)
390	300	20

- Matériau: Acier E28 → $f_{yp} = 275 \text{ MPa}$

d. Raidisseur poteau :

➤ **Supérieur :**

h_{su} (mm)	b_{su} (mm)	t_{hu} (mm)
262	146	15

- Matériau: Acier E24 → $f_{ysu}=235$ MPa

➤ **Inférieur :**

h_{sd} (mm)	b_{sd} (mm)	t_{hd} (mm)
262	146	15

- Matériau: Acier E24 → $f_{ysu}=235$ MPa

e. Boulons :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d (mm)	F_{tRd} (KN)	n_h	n_v	h_1 (mm)	Ecartement e_i (mm)	Entraxe p_i (mm)
8.8	18	110.59	2	6	35	100	80 ; 50 ; 50 ; 60 ; 60

f. Soudures d'angle :

Soudure âme a_w (mm)	Soudure semelle a_f (mm)	Soudure du raidisseur a_s (mm)
10	10	10

VIII.4.3.2. Vérification les résistances des profils :

a. Résistances de la poutre ou cisaillement :

$$\frac{V_{b1,Ed}}{V_{cb,Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad \frac{154.46}{407.72} \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad 0.38 < 1.0 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

Avec :

$$V_{b1,Ed} = 154.46 \text{ KN}$$

$$V_{cb,Rd} = \frac{A_{vb} \left(\frac{f_{yb}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 407.72 \text{ KN}$$

b. Résistances du poteau ou cisaillement :

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad \frac{576.29}{588.91} \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad 0.98 < 1.0 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

Avec :

$$V_{wp,Ed} = \frac{(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})}{Z} - \frac{(V_{c1,Ed} - M_{c2,Ed})}{2} = 576.29 \text{ KN}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9(A_{Vs} \times f_{y,wc})}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} + \text{Min} \left[\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}, \frac{2(M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd})}{d_s} \right] = 588.91 \text{ KN}$$

VIII.4.3.3. Vérification la Résistances de l'assemblage :

a. Résistance de l'assemblage à la flexion :

$$\frac{M_{b1,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad \frac{150.33}{158.46} \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad 0.95 < 1.0 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

Avec :

$$M_{b1,Ed} = 150.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j \times F_{tj,Rd} = 158.46 \text{ KN.m}$$

b. Résistance de l'assemblage au cisaillement:

$$\frac{V_{b1,Ed}}{V_{j,Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad \frac{154.46}{813.15} \leq 1.0 \quad \rightarrow \quad 0.19 < 1.0 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

Avec :

$$V_{b1,Ed} = 154.46 \text{ KN}$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} = 813.15 \text{ KN}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} \left[n_h \times F_{v,Rd} \left(\frac{1 - F_{tj,Ed}}{1.4 \times n_h \times F_{t,Rd,max}} \right); n_h \times F_{v,Rd}, n_h \times F_{b,Rd} \right]$$

VIII.4.3.4. Vérification la Résistances des soudures:

$$\sqrt{\sigma_{\perp,max}^2 + 3 \times (\tau_{\perp,max}^2)} \leq \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \quad \rightarrow \quad 229.05 < 381.18 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2)} \leq \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \quad \rightarrow \quad 191.40 < 381.18 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0.9 F_u}{\gamma_{M2}} \quad \rightarrow \quad 141.53 < 291.60 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

VIII.4.4. Assemblage des éléments de contreventement en X:

VIII.4.4.1. Contreventement en X avec poteau :

L'assemblage se fait par des boulons. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau HEA 300, avec un cornier 2 L (120x15)

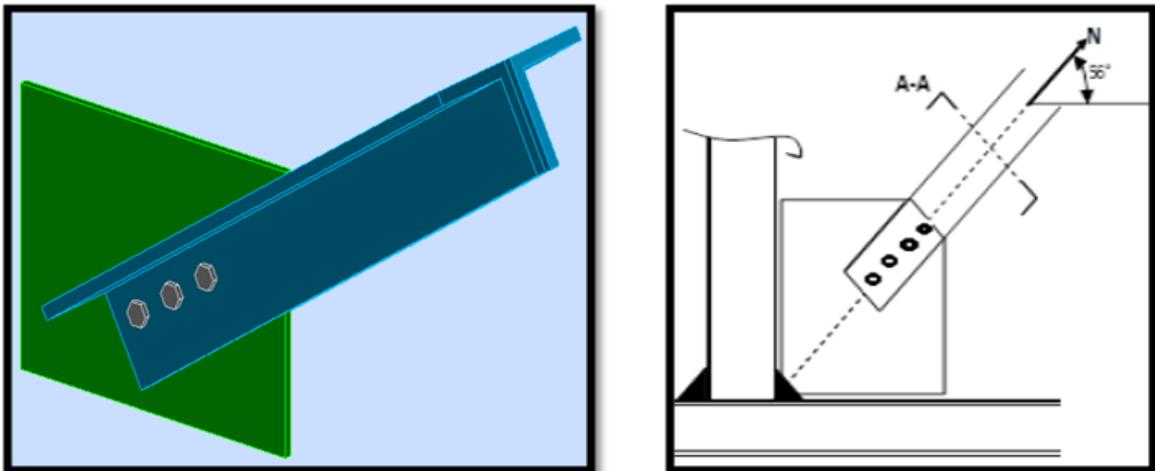


Figure VIII.5 : Assemblage Contreventement en X avec poteau.

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : $1.35 G + 1.5Q + Ey$

$$N = 233.86 \text{ KN}$$

VIII.4.4.1.1. Géométrie :

a. Cornière 2L (120x15) :

- Géométrie :

α (Deg)	h (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)
31.4	120	120	15	15	13	67.86

Tableau VIII.10 : Les caractéristiques de cornière 2L (120x15)

- Matériau : Acier E24 $\rightarrow \sigma_c=235$ MPa ; $f_u = 365$ MPa

b. Gousset :

- Géométrie :

l_p (mm)	h_p (mm)	t_p (mm)
400	300	10

- Matériau : Acier E24 $\rightarrow \sigma = 235$ MPa

-

a. Boulons :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d (mm)	d_0 (mm)	A_s (cm ²)	A_v (cm ²)	f_{yb} (MPa)	f_{ub} (MPa)	n	e_1 (mm)	e_2 (mm)	e_c (mm)
8.8	14	15	1.15	1.54	550	800	3	40	50	0

b. Soudures d'angle du gousset : $b = 10$ mm

VIII.4.4.1.2. Vérification de Platine:

a. Section gousset :

$$N_4 < N_{res} \quad \rightarrow \quad |233.86| < 790.62 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

b. Attache gousset :

$$T_2 < N_{res} \quad \rightarrow \quad |199.63| < 1162.95 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$T_3 < N_{res} \quad \rightarrow \quad |121.81| < 1162.95 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

VIII.4.4.1.3. Vérification des barres:

$$T_4 = 329.87 \text{ KN} \quad ; \quad M_4 = 1084.92 \text{ KN}$$

$$|N_4| < \min(T_4 ; M_4) \quad \rightarrow \quad |233.86| < 329.87 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

VIII.4.4.2. Contreventement en X (assemblage milieu) :

L'assemblage se fait par des boulons. Ils sont fixés sur un platine avec un cornier 2 L(120x15)

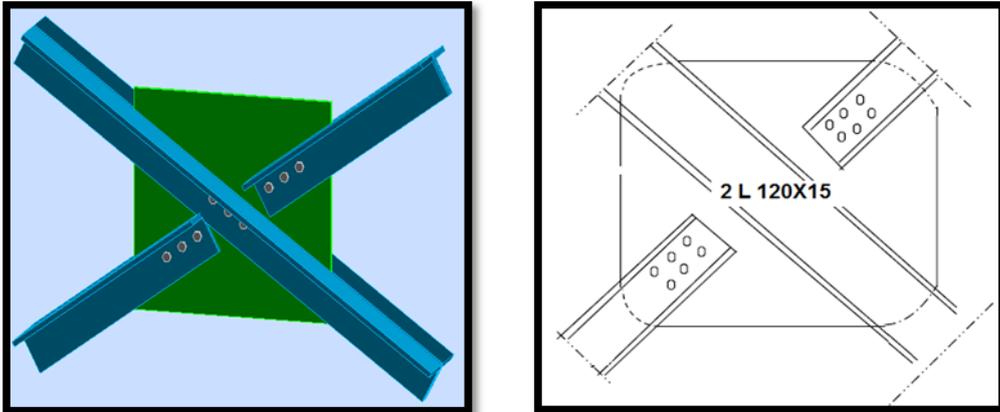


Figure VIII.6 : Contreventement en X (assemblage milieu)

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1.35 G + 1.5Q + Ey

$$N_1 = 0 \quad ; \quad N_2 = 233.86 \text{ KN} \quad ; \quad N_3 = 0 \text{ KN} \quad ; \quad N_4 = 233.86 \text{ KN}$$

VIII.4.4.2.1. Géométrie :

a. Cornière 2L (120x15) (pour les 3 barres) :

- Géométrie :

α (Deg)	h (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)
31.4	120	120	15	15	13	67.86

Tableau VIII.11 : Les caractéristiques de cornière 2L (120x15)

- Matériau : Acier E24 $\rightarrow \sigma_c=235 \text{ MPa}$; $f_u = 365 \text{ MPa}$

b. Gousset :

- Géométrie :

l_p (mm)	h_p (mm)	t_p (mm)
660	600	10

- Matériau : Acier E24 $\rightarrow \sigma = 235 \text{ MPa}$

c. Boulons (pour les 3 assemblages) :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d (mm)	d_0 (mm)	A_s (cm ²)	A_v (cm ²)	f_{yb} (MPa)	f_{ub} (MPa)	n	e_1 (mm)	e_2 (mm)	e_c (mm)
8.8	14	15	1.15	1.54	550	800	3	40	50	100

VIII.4.4.2.2. Vérification de Platine:

a. Section gousset :

$$N_1 < N_{res} \quad \rightarrow \quad |0| < 695.35 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

b. Attache gousset :

$$N_2 < N_{res} \quad \rightarrow \quad |233.86| < 780.78 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

VIII.4.4.2.3. Vérification des barres:

$$T_{1-3} = 329.87 \text{ KN} \quad ; \quad M_{1-3} = 1594.71 \text{ KN}$$

$$|N_{1-3}| < \min(T_{1-3} ; M_{1-3}) \quad \rightarrow \quad |0.00| < 329.87 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$T_2 = 329.87 \text{ KN} \quad ; \quad M_2 = 1084.92 \text{ KN}$$

$$|N_2| < \min(T_2 ; M_2) \quad \rightarrow \quad |233.86| < 329.87 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$T_4 = 329.87 \text{ KN} \quad ; \quad M_4 = 1084.92 \text{ KN}$$

$$|N_4| < \min(T_4 ; M_4) \quad \rightarrow \quad |233.86| < 329.87 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

VIII.4.5. Assemblage poteau - poteau (HEA300 – HEA300):

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux files verticales de boulons de diamètre 14 mm et de classe 8.8, Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successives.

VIII.4.5.1. Assemblage des semelles par couvre joint :

En choisi un couvre -joints de Dimension (440mm × 300mm) avec une épaisseur de 15mm

a. L'effort axial total dans les deux semelles :

$$F = b \times t_f \times f_u \quad \rightarrow \quad F = 300 \times 14 \times 430 = 1806 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort dans une seule semelle : } \frac{1806}{2} = 903 \text{ KN}$$

b. Nombre des boulons :

$$\tau_u \leq \tau_{adm} \quad \rightarrow \quad \frac{F}{S_b} \leq \frac{f_{ub}}{\gamma_{M0}} \quad \rightarrow \quad S_b \geq \frac{903 \times 10^3 \times 1.25}{800} \quad \rightarrow \quad S_b \geq 1410.93 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nombre des boulons} = \frac{1410.93}{157} = 10 \text{ boulons}$$

c. Disposition constructive des boulons :

$$1. 2d_0 < e_1 < \max(12t ; 150\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 19.2\text{mm} < e_1 < 168 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 30\text{mm}$$

$$2. 2d_0 < p_1 < \min(14t ; 200\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 35.2\text{mm} < p_1 < 196 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_1 = 40\text{mm}$$

$$1. 5d_0 < e_2 < \max(12t ; 150\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 24\text{mm} < e_2 < 168 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 70\text{mm}$$

$$3d_0 < p_2 < \min(14t ; 200\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 48\text{mm} < p_2 < 196 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_2 = 160\text{mm}$$

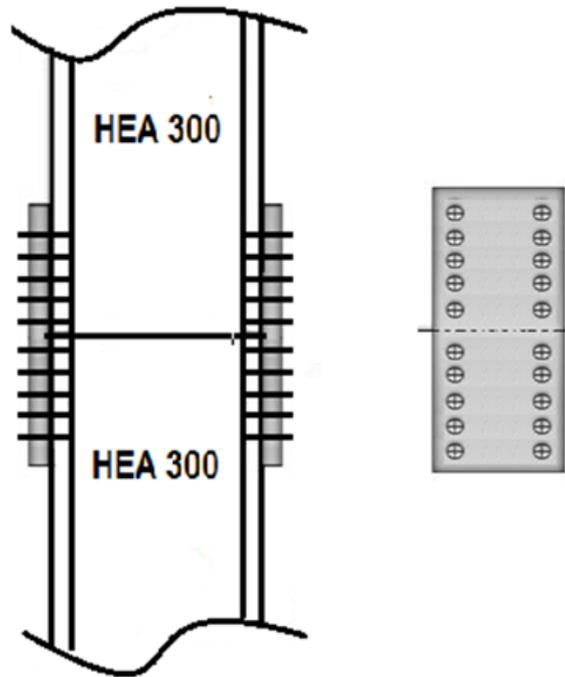


Figure VIII.7 : Assemblage des semelles par couvre joint

d. Boulons de la semelle en pression diamétral :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{u,ac} \times d \times t}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] \rightarrow \alpha_b = 0.79$$

$$k_1 = \min \left[2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5 \right] \rightarrow k_1 = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.79 \times 430 \times 14 \times 14}{1.25} = 121.36 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{903}{121.36} = 10 \text{ boulons}$$

VIII.4.5.2. Assemblage des âmes par couvre joint :

En choisi deux couvre -joints de Dimension (400mm × 200mm) avec une épaisseur de 5mm

a. L'effort axial total dans les âmes :

$$F = d \times t_w \times f_u \rightarrow F = 208 \times 8.5 \times 430 = 760.24 \text{ KN}$$

b. Nombre des boulons :

$$\tau_u \leq \tau_{adm} \rightarrow \frac{F}{S_b} \leq \frac{f_{ub}}{\gamma_{M0}} \rightarrow S_b \geq \frac{760.24 \times 10^3 \times 1.25}{800} \rightarrow S_b \geq 1187.87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nombre des boulons} = \frac{1187.87}{157} = 8 \text{ boulons}$$

c. Disposition constructive des boulons :

$$1. 2d_0 < e_1 < \max(12t; 150\text{mm}) \rightarrow 19.2\text{mm} < e_1 < 150\text{mm} \rightarrow e_1 = 50\text{mm}$$

$$2. 2d_0 < p_1 < \min(14t; 200\text{mm}) \rightarrow 35.2\text{mm} < p_1 < 119\text{mm} \rightarrow p_1 = 100\text{mm}$$

$$1. 5d_0 < e_2 < \max(12t; 150\text{mm}) \rightarrow 24\text{mm} < e_2 < 150\text{mm} \rightarrow e_2 = 50\text{mm}$$

$$3d_0 < p_2 < \min(14t; 200\text{mm}) \rightarrow 48\text{mm} < p_2 < 119\text{mm} \rightarrow p_2 = 100\text{mm}$$

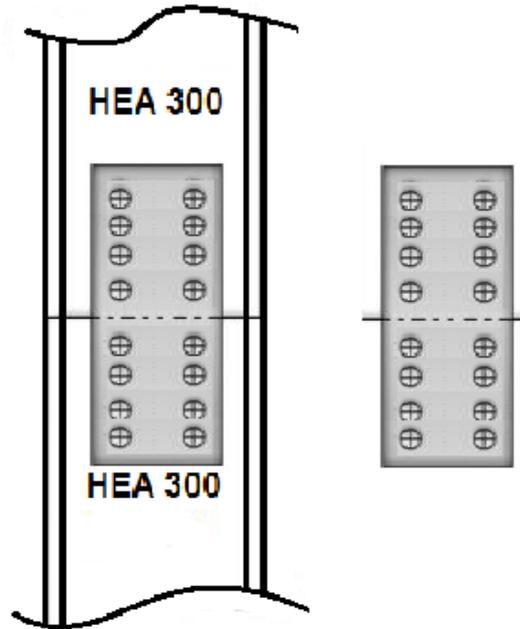


Figure VIII.8 : Assemblage des âmes par couvre joint

d. Boulons de la semelle en pression diamétral :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{u,ac} \times d \times t}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] \rightarrow \alpha_b = 1$$

$$k_1 = \min \left[2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5 \right] \rightarrow k_1 = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 430 \times 14 \times 8.5}{1.25} = 102.34 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{760.24}{102.34} = 8 \text{ boulons}$$

VIII.4.6. Calcul des pieds de poteau :

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastré à leur base.

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

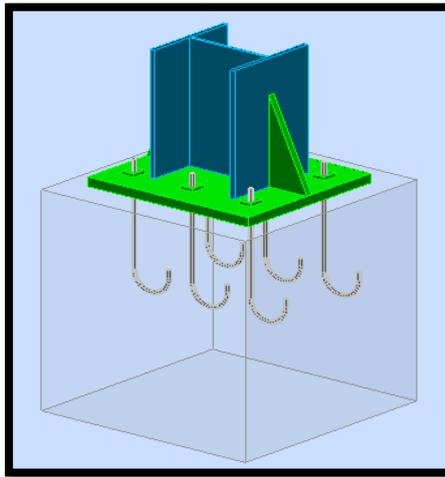


Figure VIII.9 : pied de poteau

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : $1.35 G + 1.5Q$

L'effort normal $N = -1583.33 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $T = -21.43 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M = -53.72 \text{ KN.m}$

VIII.4.6.1. Géométrie :

a. Poteau HEA 300 :

- Géométrie :

α (Deg)	h_c (mm)	b_{fc} (mm)	t_{wc} (mm)	t_{fc} (mm)	r_c (mm)	A_c (cm ²)	A_{vc} (cm ²)	I_{yc} (cm ⁴)
0	290	300	9	14	27	112.53	25.68	18263.50

Tableau VIII.12 : Les caractéristiques de profile HEA 300

- Matériau: Acier E28 → $f_{ec} = 275 \text{ MPa}$

b. Plaque principale du pied de poteau :

l_{pd} (mm)	b_{pd} (mm)	t_{pd} (mm)
500	550	30

- Matériau: Acier E28 → $\sigma_e = 275 \text{ MPa}$

c. Ancrage :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d (mm)	d_0 (mm)	n_H	n_v	h_1 (mm)	Ecartement e_{Hi} (mm)	Entraxe e_{vi} (mm)
8.8	14	14	3	2	35	200	300

• Dimensions des tiges d'ancrage :

L_1 (mm)	L_2 (mm)	L_3 (mm)	L_4 (mm)
48	300	120	25

• Platine :

I_{wd} (mm)	b_{wd} (mm)	t_{wd} (mm)
40	48	10

d. Raidisseur :

l_f (mm)	h_s (mm)	t_s (mm)
130	290	20

e. Semelle isolée :

L (mm)	B (mm)	H (mm)
700	700	700

- Matériau: Béton de classe C25/30 $\rightarrow \sigma_{bc}=14.17$ MPa

f. Soudures d'angle :

Plaque principale du pied de poteau a_p (mm)	Raidisseurs a_s (mm)
8	15

VIII.4.6.2. Vérification du béton :

a. la pression diamétrale :

$$P_m \leq K \times \sigma_{bc} \quad \rightarrow \quad 7.91 < 14.7 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

b. Résistance un effort incliné sur le plan du joint :

$$|T_z| \leq \frac{(\sigma_e \times A_b)}{1.54} \times 0.3 \times N \quad \rightarrow \quad |-3.57| < 54.98 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$|T_y| \leq \frac{(\sigma_e \times A_b)}{1.54} \times 0.3 \times N \quad \rightarrow \quad |0.01| < 54.98 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

VIII.4.6.3. Vérification de la platine :

a. Zone comprimée :

$$M_{22}' \leq \sigma_e \times W \quad \rightarrow \quad |30.51| < 157.21 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$V_{22}' \leq \frac{\sigma_e}{\frac{\sqrt{3} \times h_f \times t_f \times n_f}{1.5}} \quad \rightarrow \quad 447.09 < 613.92 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad \rightarrow \quad 30 < 8 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

b. Section oblique dans la zone de la dalle comprimée :

$$M_{55}' \leq \sigma_e \times \frac{l_3 \times t_{pd}^2}{6} \quad \rightarrow \quad 11.51 < 13.51 \quad \rightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$V_{55'} \leq \frac{\sigma_e}{\frac{\sqrt{3} \times l_3 \times t_{pd} \times}{1.5}} \rightarrow 70.48 < 1040.00 \rightarrow \text{vérifié}$$

VIII.4.6.4. Vérification de raidisseur :

a. Epaisseur :

$$t_r \geq \max(t_{r1}; t_{r2}; t_{r3}) \rightarrow 20 > 15 \rightarrow \text{vérifié}$$

b. Soudures :

$$a_r \geq \max(a'_r; a''_r) \rightarrow 15 > 7 \rightarrow \text{vérifié}$$

VIII.4.6.5. Vérification de raidisseur :

$$t_w \geq \frac{3 \times M_m}{(\sigma_{ec} \times h_r^2)} \rightarrow 9 > 4 \rightarrow \text{vérifié}$$

CHAPITRE IX

«ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE»

IX.1 Rôle et définition :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, contreventement, mur ...).

IX.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol

⇒ Nous proposons Une Semelle isolée pour les poteaux de rive et une semelle filante pour les poteaux intermédiaire

⇒ Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol σ_{sol} est égale à 2 bars.

IX.2.1 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- **Condition de portance :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

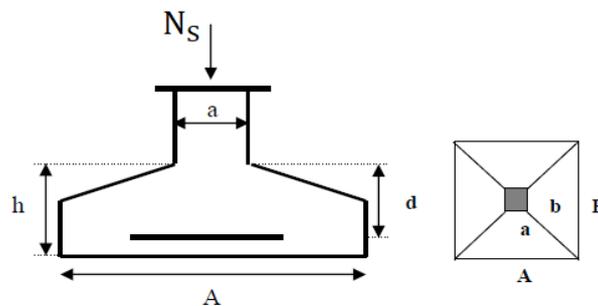


Figure IX.1 : Section d'une semelle isolée.

On à prendre en compte le poids propre de la semelle

$P_p = 6\%N_s$ (le poids propre approximatif de la semelle)

$N_s = 868.1$ KN (La plus grande valeur de charge apportée par le poteau)

$\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars = 200 KN/m²

⇒ $A = B = 2.2$ m

- **Condition de rigidité :**

$$d \geq \frac{A - a}{4} \Rightarrow d \geq \frac{220 - 60}{4} = 37.5 \text{ cm}$$

Soit $d = 40 \text{ cm}$ (hauteur utile de la semelle) , et $h = d + 5 = 45 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures par la méthode des bielles :**

On a une semelle carrée $\Rightarrow A_{sa} = A_{sb} = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_s}$

On a :

Pour une fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_t} \right\} \text{ MPa}$

$$A_{sa} = A_{sb} = \frac{918.1 \times 10^3 \times (2200 - 700)}{8 \times 400 \times 201} = 2141 \text{ mm}^2 = 21.41 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sa}}{A} = \frac{21.41}{2.2} = 9.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 9HA12 /ml de section $A_{sa} = 10.18 \text{ cm}^2$ avec un espacement moyen de 11 cm

- **Hauteur des patins (débords) :**

$$h_p = 6\phi + 6 \text{ cm} = 6 \times 1.2 + 6 = 13.2 \text{ cm}$$

Soit $h_p = 20 \text{ cm}$

- **Schéma de ferrailage :**

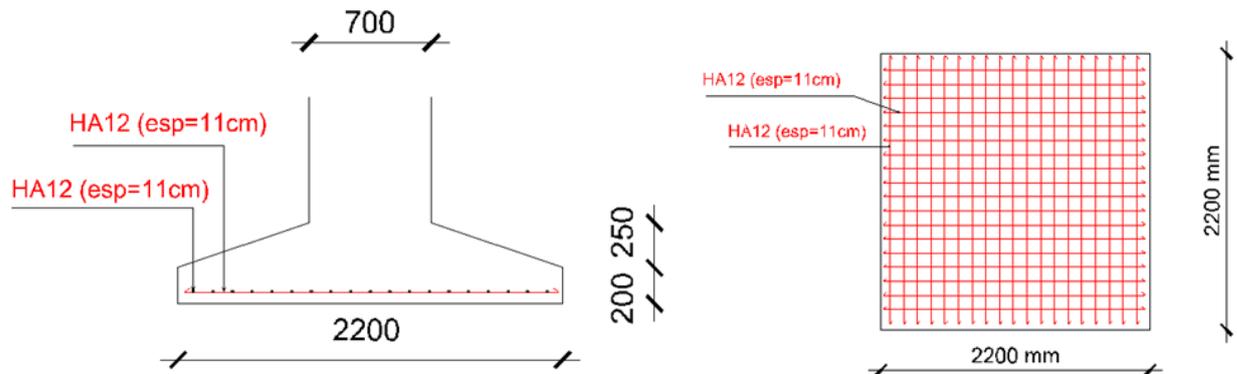


Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle isolée

IX.2.2 Semelle filante sous deux poteaux (SF) :

- **Dimensionnement :**

En choisissant des débords d de 1m, la longueur de la semelle B vaut :

$$B = l + a + 2d = 2.2 + 0.7 + 2 = 4.9 \text{ m} \quad \text{avec } l : \text{entre-axe des poteaux}$$

La largeur de la semelle A en tenant compte du poids propre de la semelle :

$$A \geq \frac{N_t + P_p}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_t = \sum N_i$$

$$\sum N_i = 1111.8 + 1116.21 = 2228.01 \text{ KN}$$

$P_p = 6\%N_t$ (le poids propre approximatif de la semelle)

$$A \geq \frac{2228.01+134}{200} = 2.4\text{m}$$

• **Condition de rigidité :**

$$d \geq \frac{A - a}{4} \Rightarrow d \geq \frac{240 - 70}{4} = 42.5\text{cm}$$

Soit $d = 45\text{cm}$ et $h = d + 5 = 50\text{cm}$

• **Calcul des armatures par la méthode des bielles :**

➤ **Transversalement :**

Elle agit comme semelle rectangulaire sous deux poteaux, soit la semelle délimitée par A et B (B : la longueur de la semelle) et (A : la largeur de la semelle) .

Les armatures principales A_{sa} , disposée parallèlement à la largeur A, sont calculées par la méthode des bielles.

$$A_{sa} = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_s} = \frac{2363.01 \times 10^3 \times (2400 - 700)}{8 \times 450 \times 201} = 5552\text{mm}^2 = 55.52\text{cm}^2$$

$$\frac{A_{sa}}{B} = \frac{55.52}{4.9} = 11.33\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit 8HA14 /ml de section $A_{sa} = 12.31\text{cm}^2$ avec un espacement moyen de 13 cm

• **Schéma de ferrailage :**

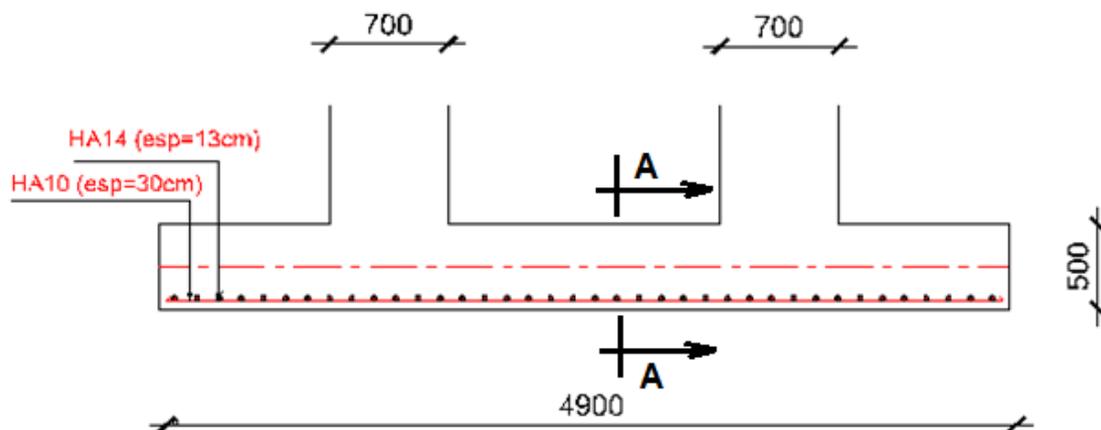


Figure IX.3 : Ferrailage transversale de la semelle filante

Des armatures de répartition A_r sont disposées suivant la longueur B.

$$A_r = \frac{\frac{A_{sa}}{\text{ml}}}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.07\text{cm}^2$$

Soit 4HA10/ml de section $A_r = 3.14\text{cm}^2$ On répartit ces armatures sur la longueur A

• **Schéma de ferrailage :**

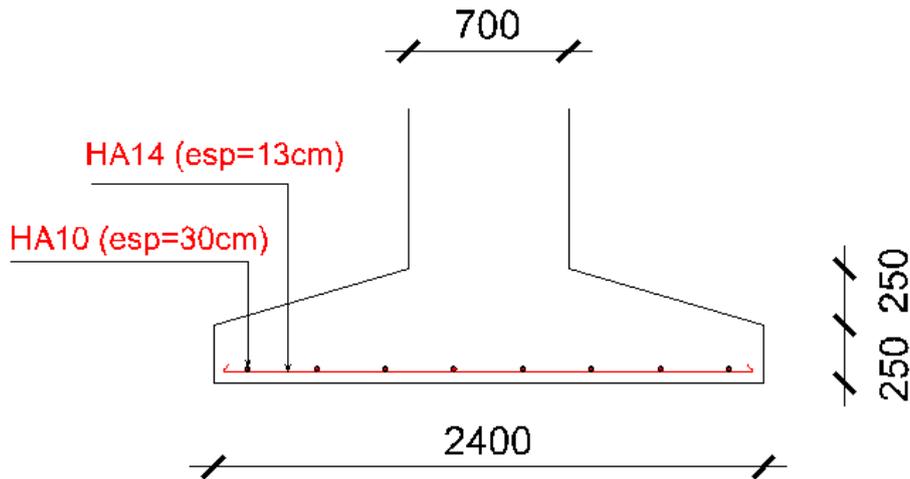


Figure IX.4 : Coupe A-A

➤ **Longitudinalement :**

Elle agit comme une poutre continue inversée avec deux poteaux comme appuis et soumise à la réaction du sol. Cette poutre noyée dans la semelle s'appelle «poutre de rigidité» ; elle se calcule en flexion et sera armée par des armatures supérieures (sous moment positif en travée) et des armatures inférieures (sous moment négatif aux appuis).

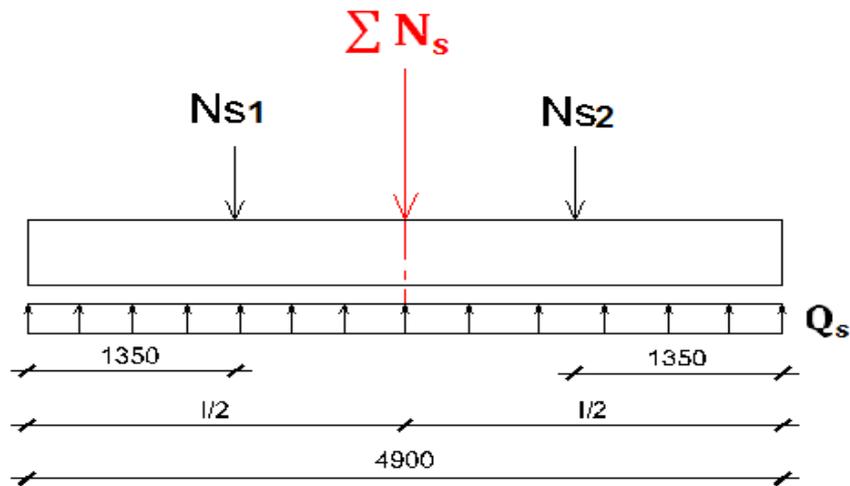


Figure IX.5 : caractéristique géométriques de la semelle filante sous deux poteaux

Sollicitations maximales dans la poutre de rigidité :

➤ En appuis :

Tronçon $0 \leq x \leq 1.35\text{m}$

$$M_{\text{appui}} = Q_s \times \frac{x^2}{2} = 464 \times \frac{1.35^2}{2} = - 422.82\text{KN.m}$$

➤ En travée :

Par rapport au centre de gravité G de la semelle.

$$M_{\text{travée}} = Q_s \times \frac{2.45^2}{2} - N_{s1} \times 1.1 = 464 \times \frac{2.45^2}{2} - 1111 \times 1.1 = 170.48 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la section d'armature se fait par le **ROBOT expert BA**, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

En travée		En appuis	
M_t (KN.m)	Ferraillage choisi	M_a (KN.m)	Ferraillage choisi
-422,82	7HA16=14.07cm ²	170,48	12HA20=37.70cm ²

Tableau IX.1 : Ferraillage la poutre de rigidité.

- Schéma de ferraillage :

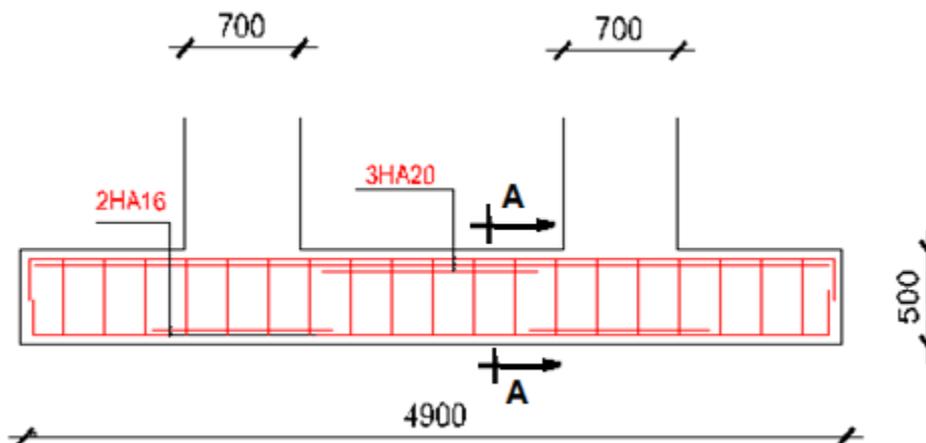


Figure IX.6 : Vue longitudinale de la poutre de rigidité

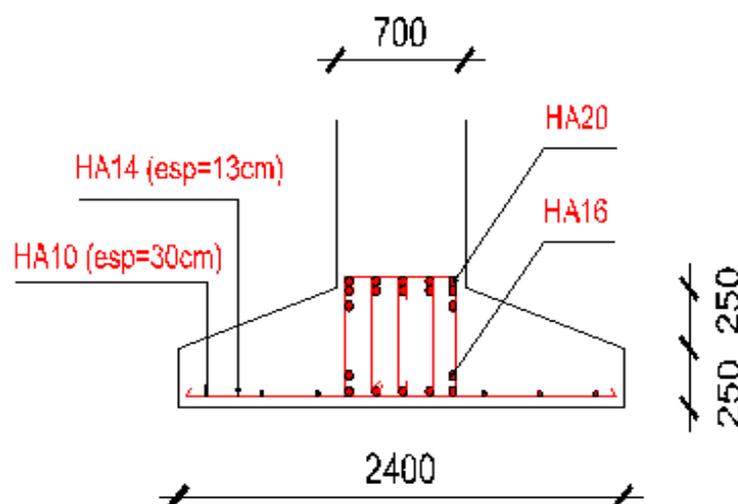


Figure IX.7 : Coupe A-A

IX.2.3. Etude de la longrine :

IX.2.3.1. Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Site de catégorie S2, S3.

$(30 \times 30) \text{ cm}^2$ Site de catégorie S4.

\Rightarrow Donc on va adopter une longrine de **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$** .

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

$N=1135.5 \text{ KN}$ (effort normal maximal du poteau)

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

Zone II ; site 3 $\Rightarrow \alpha = 12$.

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1135.5}{12} = 94.63 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

IX.2.3.2. Calcul du ferrailage :

$$A_s = \frac{N_{\text{max}}/10}{\bar{\sigma}_s} = \frac{1135.5 \times 10^3 / 10}{201} = 5.64 \text{ cm}^2$$

• **Le R.P.A 99 V2003 exige que :**

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.6\% (b \times h) = 0.6 \times \frac{30 \times 40}{100} = 7.2 \text{ cm}^2$$

On à :

$$A_s = 5.64 \text{ cm}^2 < A_{s_{\text{min}}} = 7.2 \text{ cm}^2$$

D'où le ferrailage choisit : $A_s = 4 \text{ HA14} = 6.15 \text{ cm}^2$

• **Schéma de ferrailage :**

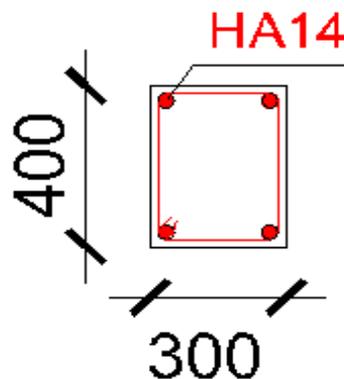


Figure IX.8 : Ferrailage de la longrine

Conclusion générale

Notre travail s'inscrit dans le contexte de l'étude de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développer les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce chercheurs dans le domaine du génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères telles que les charges permanentes et surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant les logiciels de calcul « Etabs & Robot ».

Enfin, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents types de sollicitations et actions notamment le séisme après un assemblage correcte qui assure une rigidité suffisante vis-à-vis de l'effet sismique.

BILBIOGRAPHIE

[1] Règlement neige et vent, « RNV99 » (D.T.R C 2-4.7) **MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)**

[2] Charges et surcharges, (DTR BC2.2) **MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)**

[3] Règle de conception et de calcul des structures en acier, « EUROCODE 3 » **MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)**

[4] Règle de conception et de calcul des structures en acier-béton, « EUROCODE 4 » **MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)**

[5] Conception et dimensionnement des structures mixtes acier – béton Document technique réglementaire, (D.T.R-**B.C.2-4.10**)

[6] Règle parasismiques Algériennes, « RPA 99 version 2003 » **MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)**

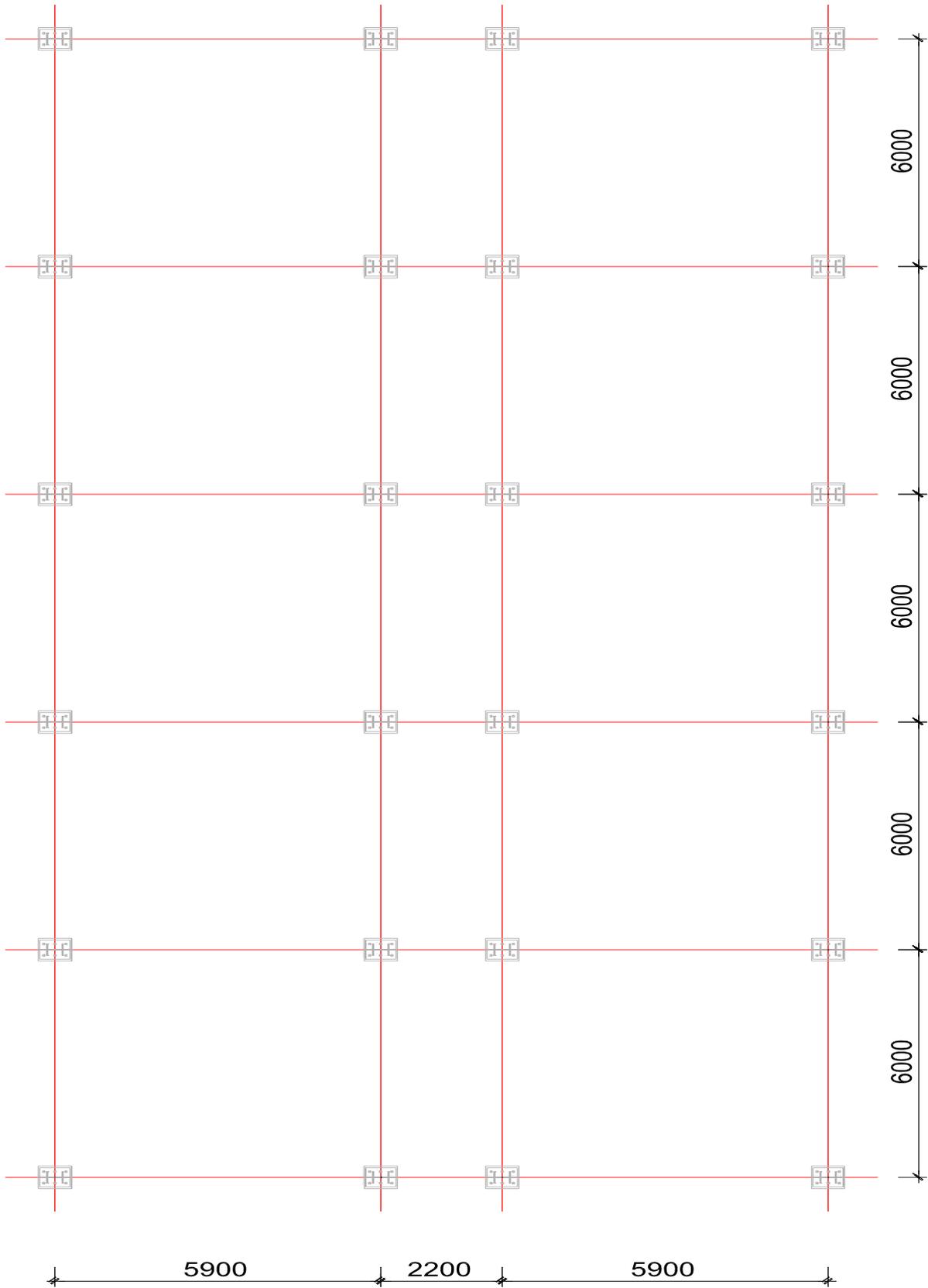
[7] Cours charpente métallique, **Mr.BENDJABALLAH**

[7] Cours charpente métallique, (Master 1), **Mr.FELLAH**

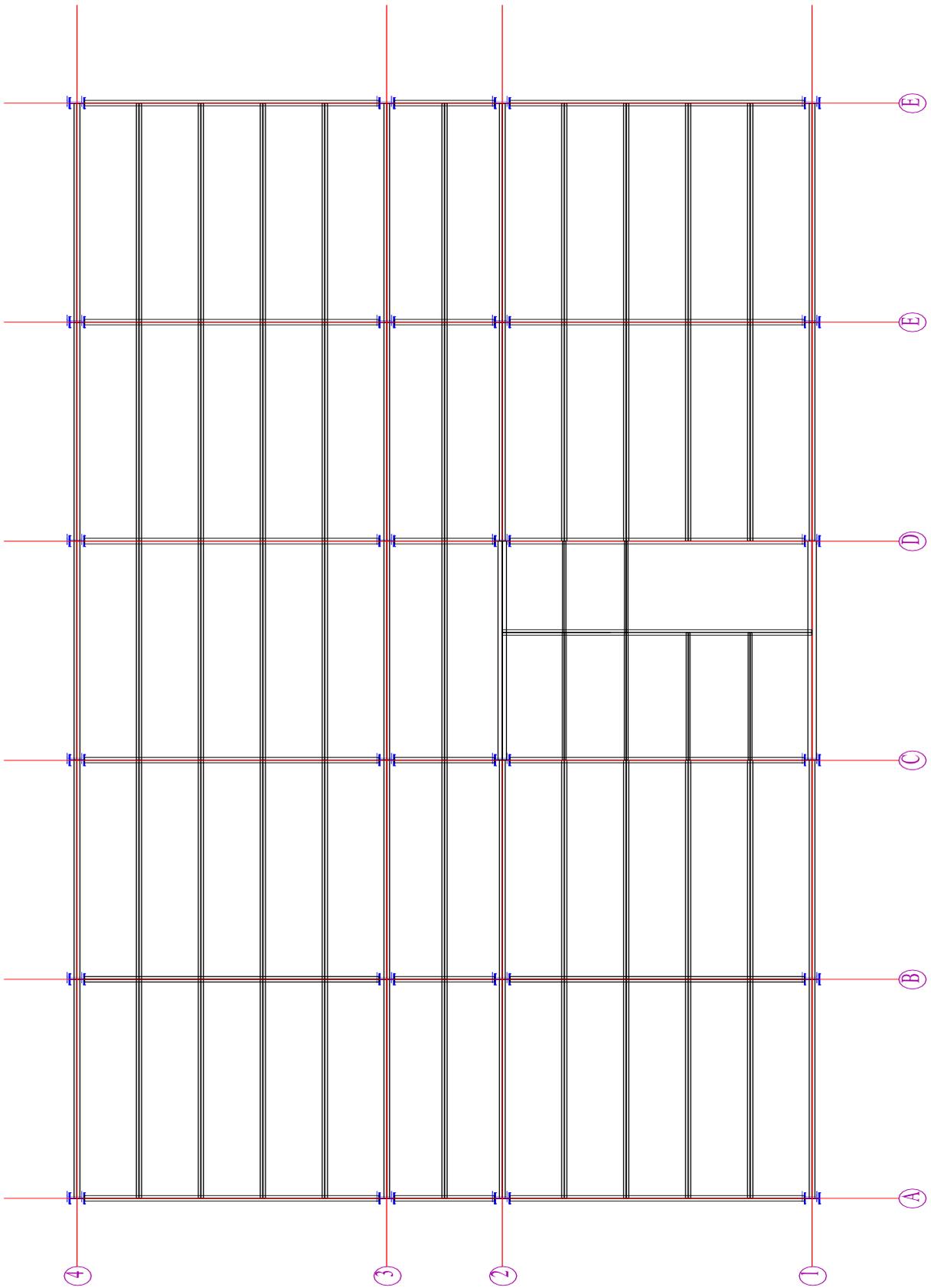
[8] Etude d'un bâtiment en charpente métallique à usage administratif (R.D.C + 4) à TIGHENNIF

ANNEXE DESSIN

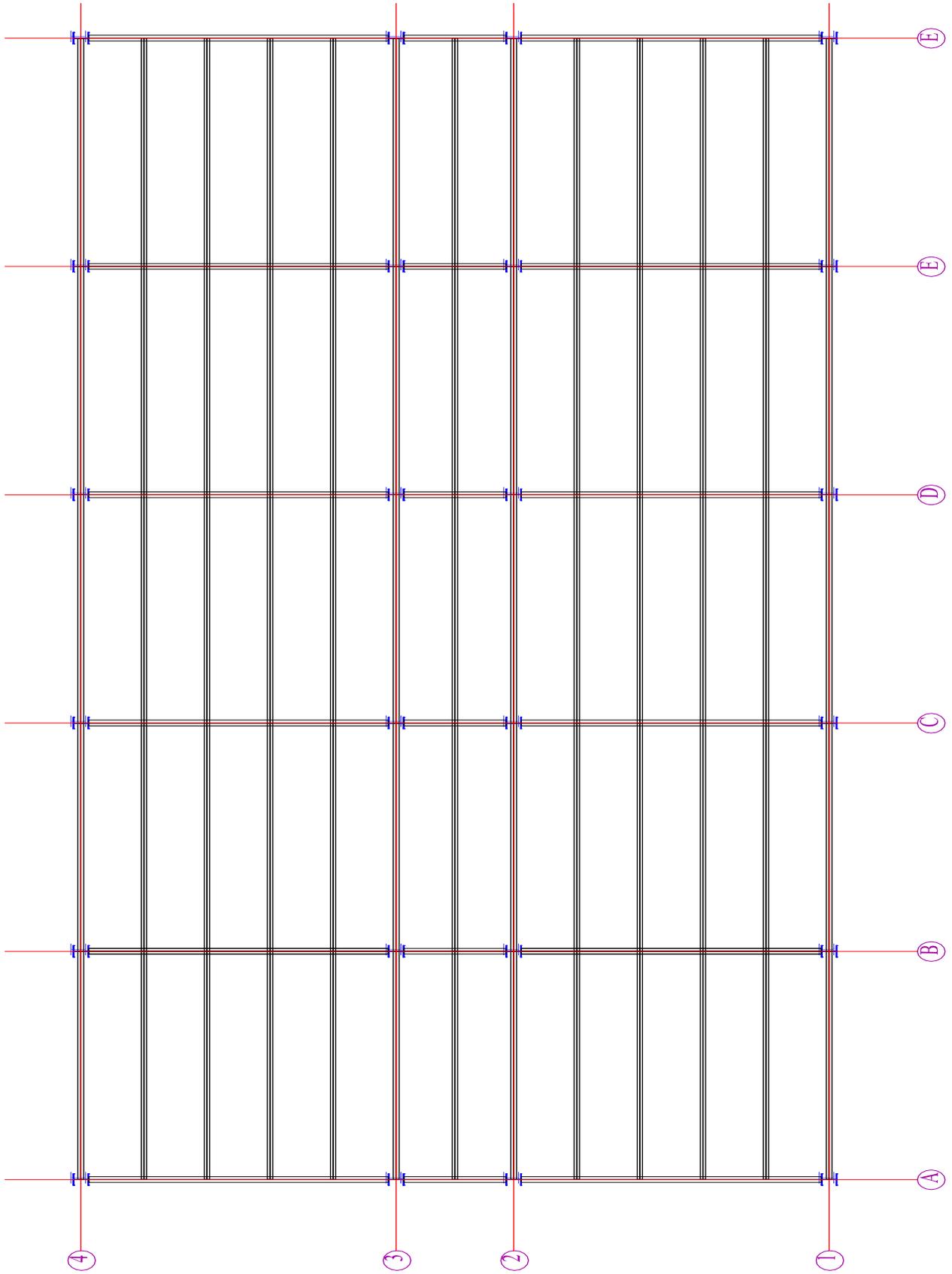
Plan d'implantation



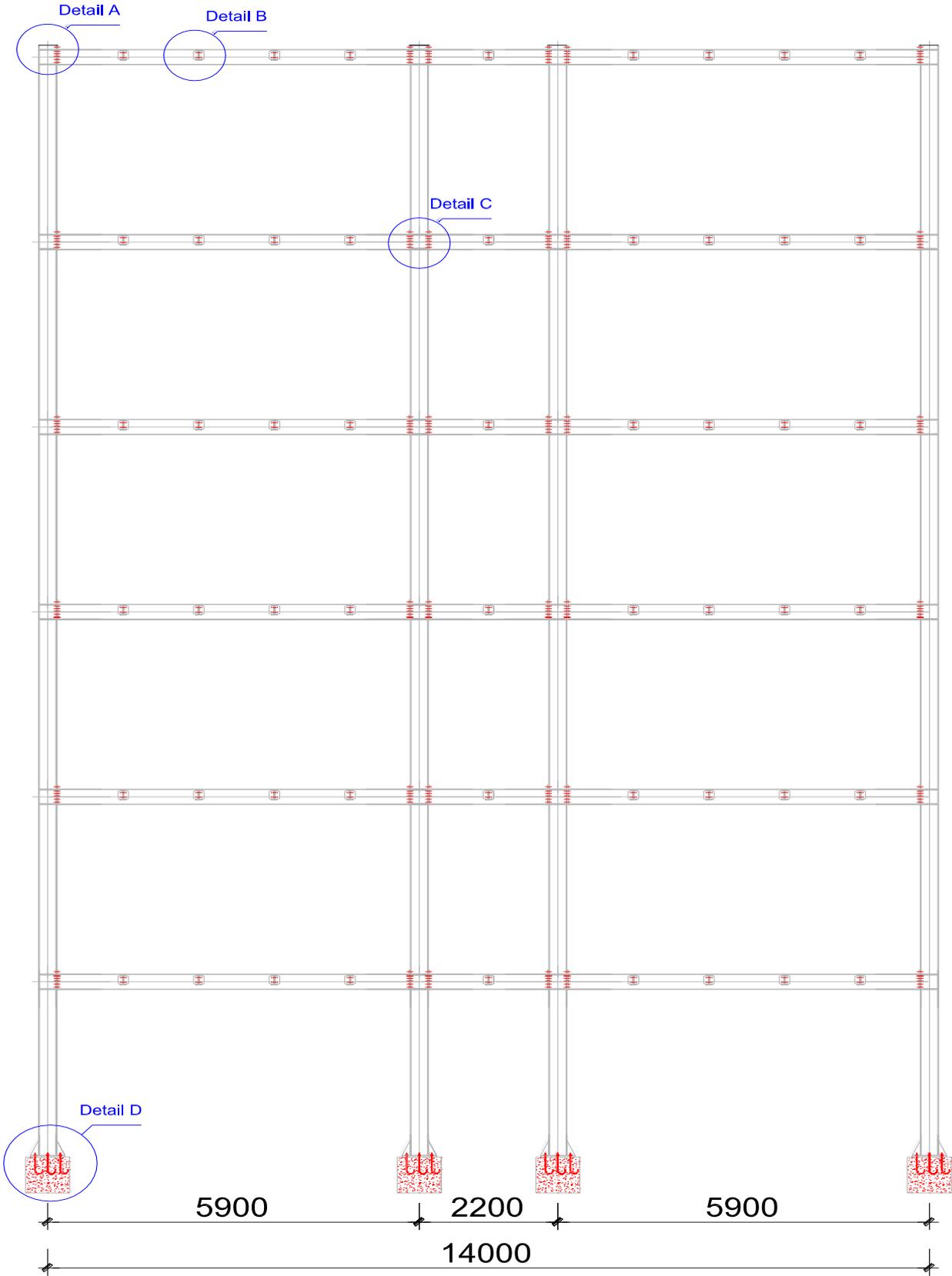
Plan plancher étage courant :



Plan plancher terrasse :

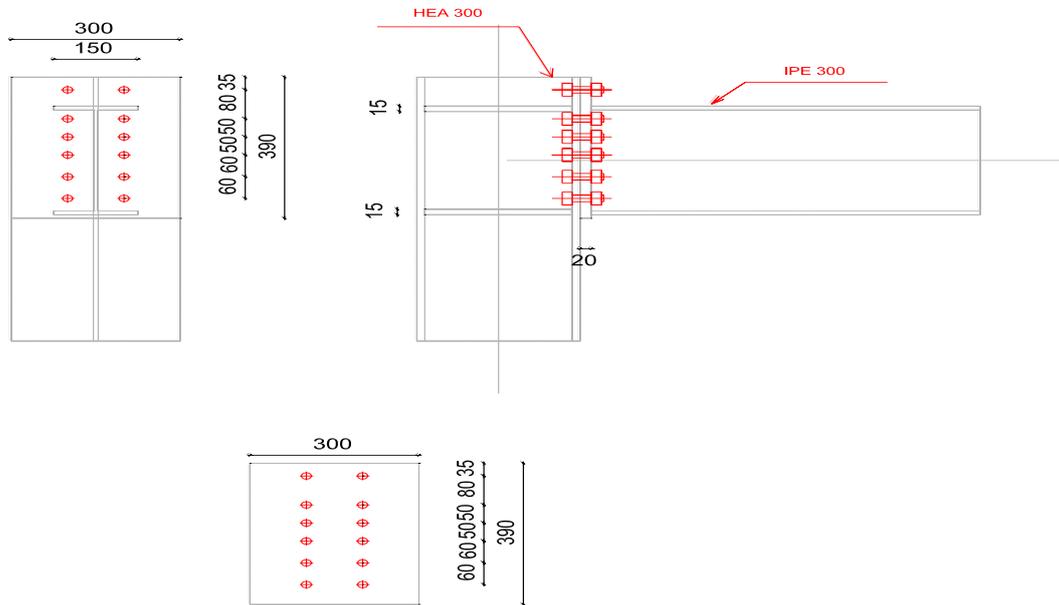


Portique A



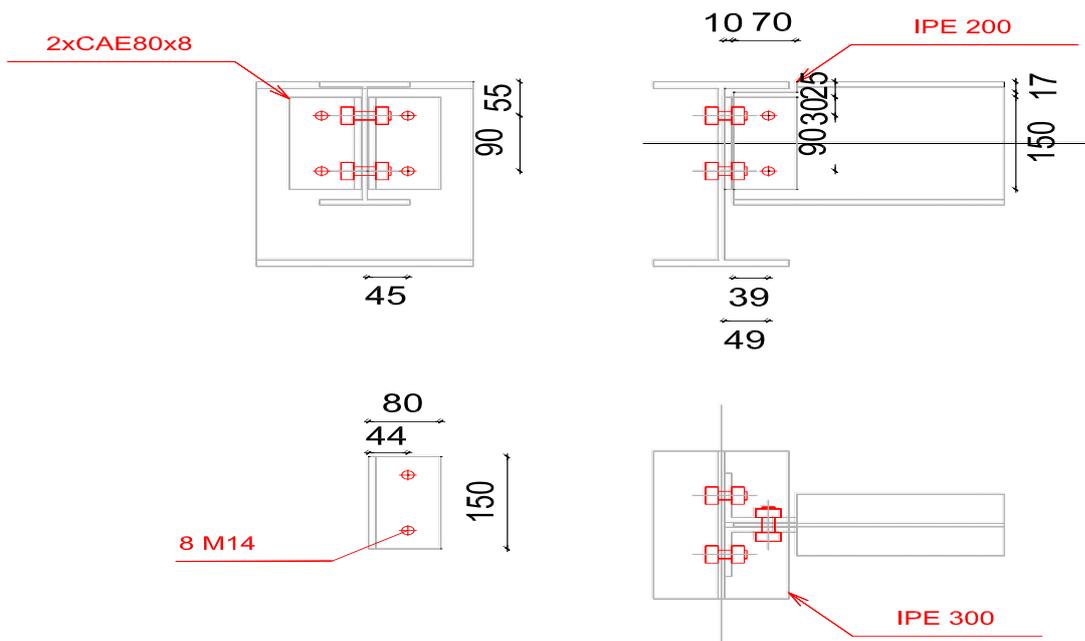
Assemblage Poteau HEA300 + 2 Poutre Principale IPE 300 :

Détail A



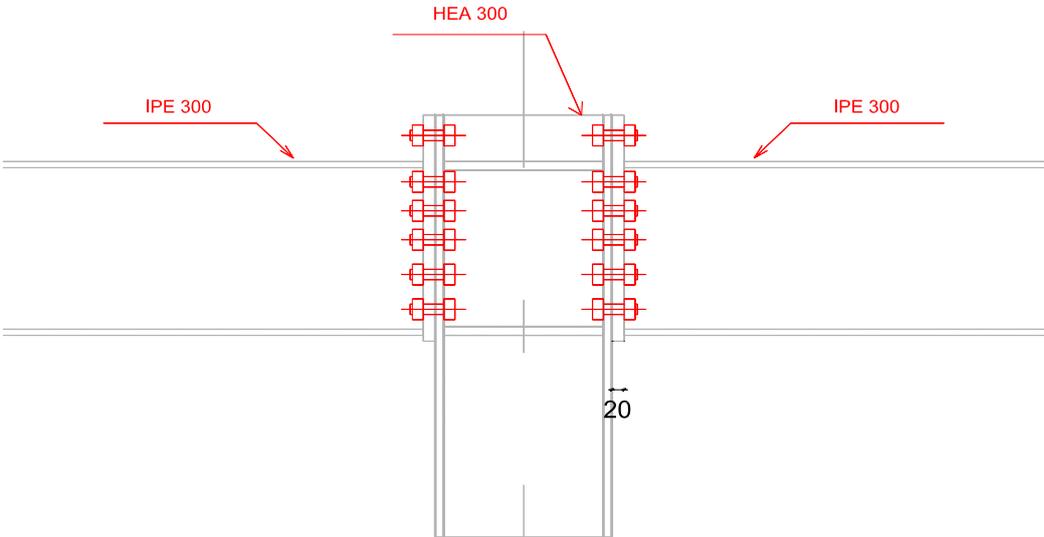
Assemblage Poutre Principale IPE300 + Solive IPE200 :

Détail B

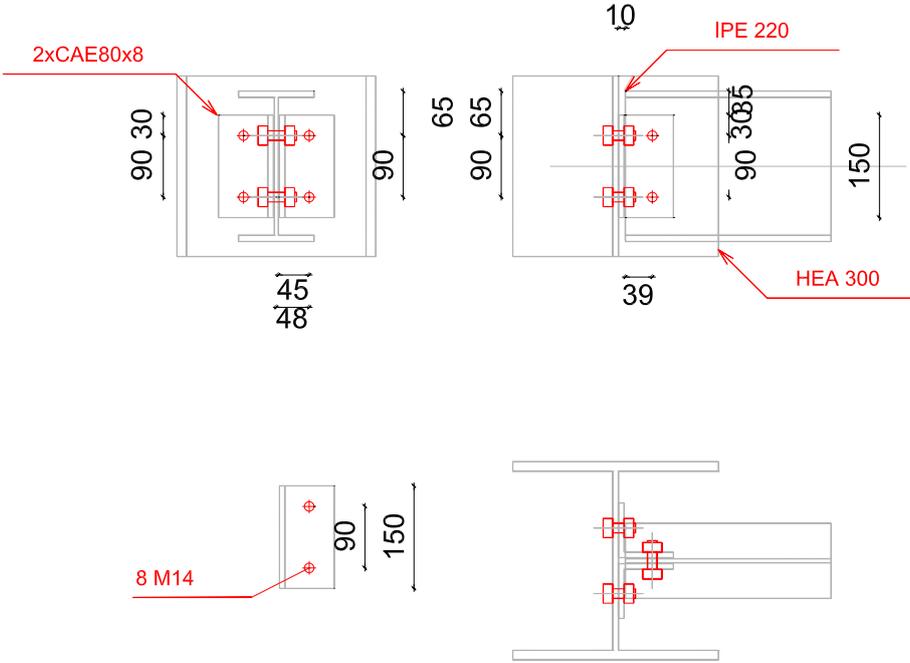


Assemblage Poteau HEA300 + 2 Poutre Principale IPE300 :

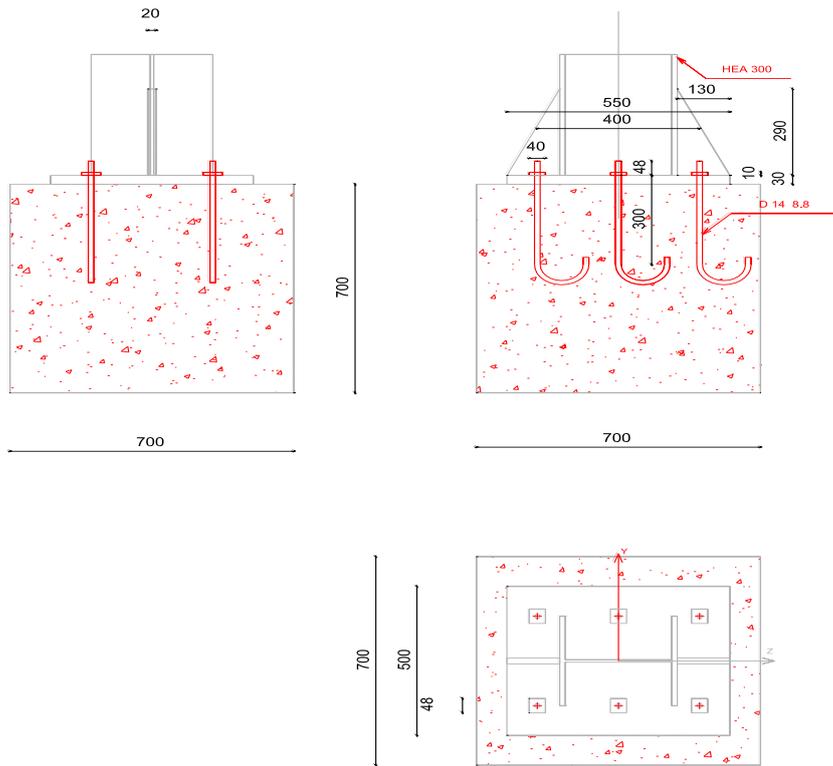
Détail C



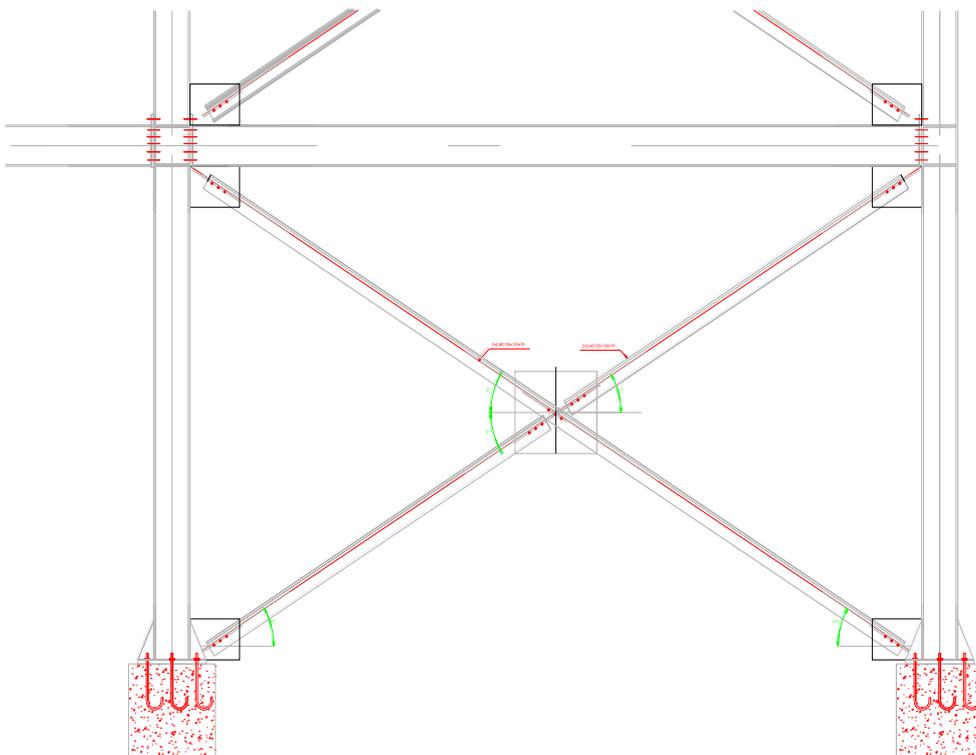
Assemblage Poteau HEA300 + Poutre secondaire IPE220 :



Détail D



Assemblage contreventement :



Détail assemblage contreventement :

