

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Saad Dahleb Blida 1



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Structure métallique et mixte

Thème :

**Etude d'un hôtel (R+8+ sous-sol) en charpente
métallique contreventé par portiques et palées
de stabilité**

Présenté par :

Mohamed ROUANE

Devant les membres du jury :

Mr A.Zahaf

U. Saad Dahleb-Blida

Président

M^{me} O.Badis

U. Saad Dahleb-Blida

Examinatrice

M^{me} M.Berediafe Bourahla

U. Saad Dahleb-Blida

Promotrice

Juillet 2022

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à étudier un hôtel (R+8 + sous-sol) en charpente métallique ou sa stabilité est assurée par portiques et palées de stabilité en V. Il est implanté dans la wilaya d'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le **RPA 99 version 2003**.

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis 2017**.

Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements : (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91**).

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixtes, séisme, assemblage.

Abstract

This project consists of the study of a hotel (Ground floor + 8 floors + basement) in steel frame where its stability is ensured by gantries and V-shaped stability brackets. It is located in the wilaya of Algiers which is classified as a high seismicity zone (Zone III) according to the RPA 99 version 2003.

The seismic analysis of the structure was carried out by calculation software **Autodesk Robot structural analysis 2017**. The dimensioning of the resistant elements was carried out according to the regulations : (RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91).

Key words : Steel frame, composite floor, seismic, assembly.

ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة فندق (طابق أرضي + 8 طوابق + قبو) ذو بنية فولاذية حيث يتم ضمان ثباته بواسطة أروقة بأعمدة وعازمات الاستقرار، يقع في ولاية الجزائر المصنفة كمنطقة زلزالية عالية (المنطقة الثالثة) وفقاً لنظام الزلازل الجزائرية 99 نسخة 2003.

تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل عن طريق التحليل الهيكلي لبرنامج **Autodesk Robot Structural Analysis 2017**

تم إجراء أبعاد العناصر المقاومة وفقاً للوائح (RPA 99 2003 و CCM97 و EC3 و BAEL 91)

الكلمات المفتاحية: هيكل فولاذي، أرضية مركبة، زلزال، تجميع.

Dédicace

Je dédie le fruit de ce labeur à la mémoire de ma grand-mère paternelle

SAFIA paix à son âme.

Mohamed Rouane

Remerciements

Au premier lieu, je remercie DIEU qui m'a donné la volonté, force, patience, courage et santé pour terminer ce travail.

Je remercie vivement tous ceux qui m'ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier Mme Berdiafe pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Je tiens également à remercier les honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont accordés en acceptant d'évaluer mon travail.

Je remercie aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en
Génie Civil.

Un grand merci à tous ceux qui m'ont aidé et soutenu d'une manière ou d'une autre pour l'achèvement de ce projet, en particulier mes parents, ma famille et mes amis.

Mohamed Rouane

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d’acier.....	10
Tableau II.1 : Charge permanente et d’exploitation du plancher terrasse.....	14
Tableau II.2 : Charge permanente et d’exploitation d’un plancher étage courant.....	14
Tableau II.3 : Caractéristique de la tôle.....	14
Tableau II.4 : Caractéristique du profilé IPE 120.....	16
Tableau II.5 : Vérification du profilé en phase de construction pour l’étage courant...	20
Tableau II.6 : Vérification du profilé en phase finale pour l’étage courant.....	20
Tableau II.7 : Caractéristique du profilé IPE 240.....	23
Tableau II.8 : Vérification du profilé en phase de construction pour l’étage courant...	27
Tableau II.9 : Vérification du profilé en phase finale pour l’étage courant.....	28
Tableau II.10 : Charge d’exploitation cumulée.....	29
Tableau II.11 : Choix des sections des profilés.	29
Tableau II.12 : Choix final des sections des profilés.....	32
Tableau III.1 : Catégorie du terrain.....	35
Tableau III.2 : Valeurs de la pression dynamique de pointe (sens V1).....	37
Tableau III.3 : Valeurs de la pression dynamique de pointe (sens V2).....	38
Tableau III.4 : Surface des zones des parois verticales (sens V1).....	39
Tableau III.5 : Surface des zones des parois verticales (sens V2).....	40
Tableau III.6 : Valeurs de la pression $W(N/m^2)$ pour la paroi verticale (sens V1).....	42
Tableau III.7 : Valeurs de la pression $W(N/m^2)$ pour la paroi verticale (sens V2).....	42
Tableau IV.1 : Les vérifications de l’acrotère à l’ELS.....	51
Tableau V.1 : Valeurs du facteur de qualité.....	59
Tableau V.2 : Caractéristique de la force sismique.....	59
Tableau V.3 : Participation massique du modèle initial.....	61
Tableau V.4 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	64
Tableau V.5 : Vérifications des déplacements inter étage pour le 2 ^{ème} modèle.	66
Tableau V.6 : Participation massique du modèle final.....	68
Tableau V.7 : Vérifications des déplacements inter étage pour le modèle final.....	70
Tableau V.8 : Vérification des portiques sous l’effort tranchant pour chaque étage...	71
Tableau V.9 : Vérification de l’effet P-Δ	72
Tableau VI.1 : Efforts internes des poteaux sous N^{max} pour chaque niveau.....	77
Tableau VI.2 : Vérification au flambement par flexion pour N^{max}	77
Tableau VI.3 : Efforts internes des poteaux sous M_{sdy}^{max} pour chaque niveau.....	78
Tableau VI.4 : Vérification au flambement par flexion pour M_{sdy}^{max}	78
Tableau VI.5 : Efforts internes des poteaux sous M_{sdz}^{max} pour chaque niveau.....	79
Tableau VI.6 : Vérification au flambement par flexion pour M_{sdz}^{max}	79
Tableau VI.7 : Vérification du déversement (Poteaux).	80
Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d’acier...	88
Tableau VIII.1 : Répartition pour les poteaux centraux.....	107
Tableau VIII.2 : Répartition pour les poteaux d’angles.....	107

Tableau VIII.3 : Répartition pour les poteaux de rives.....	105
Tableau VIII.4 : Sections des semelles filantes sens X.....	106
Tableau VIII.5 : Sections des semelles filantes sens Y.....	106
Tableau VIII.6 : Choix de la hauteur des nervures.....	108
Tableau VIII.7 : Caractéristique géométrique du radier.....	110
Tableau VIII.8 : Contrainte sous le raider à l'ELU.....	110
Tableau VIII.9 : Contrainte sous le raider à l'ELS.....	111
Tableau VIII.10 : Calcul des moments à l'ELU.....	112
Tableau VIII.11 : Calcul des moments à l'ELS.....	112
Tableau VIII.12 : Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.....	113
Tableau VIII.13 : Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	113
Tableau VIII.14 : Calcul du ferrailage de la nervure.....	114
Tableau VIII.15 : Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.....	115
Tableau VIII.16 : Calcul des moments à l'ELU.....	117
Tableau VIII.17 : Ferrailage du voile périphérique.....	118
Tableau VIII.18 : Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	119

Liste des figures

Figure I.1 : Vue en plan du bâtiment.....	6
Figure I.2 : Vue en élévation du bâtiment.....	6
Figure I.3 : Conception du plancher collaborant.....	7
Figure I.4 : Goujon soudé.....	8
Figure I.5 : Escalier en charpente métallique.....	8
Figure II.1 : La solive la plus sollicitée.....	15
Figure II.2 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.....	15
Figure II.3 : Largeur effective de la dalle.....	18
Figure II.4 : Schéma statique de la poutre.....	23
Figure II.5 : Largeur effective de la dalle.....	25
Figure III.1 : Hauteur de référence Z_e	37
Figure III.2 : Hauteur de référence Z_e	37
Figure III.3 : Répartition de la pression dynamique.....	38
Figure III.4 : Directions du vent.....	39
Figure III.5 : Représentation des parois verticales (sens V1).....	39
Figure III.6 : Valeur des C_{pe} pour les parois verticales (sens V1).....	40
Figure III.7 : Représentation des parois verticales (sens V2).....	40
Figure III.8 : Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales (sens V2).....	41
Figure IV.1 : Schéma illustrant des escaliers.....	44
Figure IV.2 : Vue en plan de l'escalier.....	45
Figure IV.3 : Schéma statique de l'escalier.....	46
Figure IV.4 : Schéma statique de la poutre palière.....	48
Figure IV.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	52
Figure V.1 : Spectre de réponse.....	56
Figure V.2 : Disposition des contreventements pour le modèle initial.....	60
Figure V.3 : Modèle initial « Vue en 3D ».....	61
Figure V.4 : La déformée pour les modes du modèle initial.....	62
Figure V.5 : Disposition des contreventements pour le 2 ^{ème} modèle.....	63
Figure V.6 : 2 ^{ème} modèle « Vue en 3D ».....	63
Figure V.7 : La déformée pour les modes du 2 ^{ème} modèle.	64
Figure V.8 : Disposition des contreventements pour le modèle final.....	67
Figure V.9 : Modèle final « Vue en 3D ».	67
Figure V.10 : La déformée pour les modes du modèle final.....	68
Figure VI.1 : La rigidité des poteaux.....	75
Figure VII.1 : Schéma de l'assemblage poutre – solive.....	89
Figure VII.2 : Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.....	90
Figure VII.3 : Assemblage poutre platine.....	92
Figure VII.4 : Vue « 3D » de l'assemblage Poteau – Poutre.....	94

Figure VII.5 : Disposition constructive de l'assemblage Poteau – Poutre.....	94
Figure VII.6 : Vue « 3D » de l'assemblage contreventement	95
Figure VII.7 : Disposition constructive de l'assemblage contreventement	96
Figure VII.8 : Vue « 3D » de l'assemblage contreventement	96
Figure VII.9 : Disposition constructive de l'assemblage contreventement	97
Figure VII.10 : Vue « 3D » de l'assemblage continuité de poteau.....	97
Figure VII.11 : Disposition constructive de l'assemblage continuité de poteau....	98
Figure VII.12 : Vue en 3D de l'assemblage pied de poteau.....	98
Figure VII.13 : Disposition constructive de l'assemblage pied de poteau.....	99
Figure VIII.1 : Semelle isolée.....	101
Figure VIII.2 : Schéma des semelles filantes.....	102
Figure VIII.3 : Répartition des charges pour les poteaux centraux.....	103
Figure VIII.4 : Répartition des charges pour les poteaux de rives.....	103
Figure VIII.5 : Répartition des charges pour les poteaux d'angles.....	103
Figure VIII.6 : Schéma d'un radier.....	107
Figure VIII.7 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	116
Figure VIII.8 : Ferrailage du voile périphérique.....	120
Figure VIII.9 : Ferrailage de la nervure.....	120
Figure VIII.10 : Ferrailage de la dalle du radier.....	120

Liste des symboles

A :	Coefficient d'accélération de zone.
A_s :	Aire d'une section d'acier.
φ :	Angle de frottement.
Q :	Charge d'exploitation.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
τ :	Contrainte tangentielle.
β :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
σ_m :	Contrainte moyenne.
G :	Charge permanente.
ξ :	Déformation relative.
V_0 :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$:	Etat limite ultime.
$E.L.S$:	Etat limite service
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u :	Effort tranchant ultime.
T :	Période.
S_t :	Espacement.
λ :	Elancement.
F :	Force concentrée.
f :	Flèche.

f_{adm} :	Flèche admissible.
L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
K :	Coefficient de raideur de sol.
δ_{ek} :	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
E :	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa).
G :	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000$ MPa).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr} :	Moment critique élastique de déversement.
M_{el} :	Moment élastique.
M_{pl} :	Moment plastique.
M_R :	Moment résistant.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
f_u :	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub} :	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y :	Limite d'élasticité d'une pièce.
K :	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s :	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.

k_y	Coefficient de flambement –flexion.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	Nombre de boulons.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w	Facteur de corrélation (soudure).
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ	Elancement.
λ_k	Elancement eulérien.
λ_r	Elancement réduit.
λ_{LT}	Elancement de déversement.
μ	Coefficient de frottement.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.
A_{net}	Section nette d'une pièce.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{pl}	Module de résistance plastique.
b	Largeur d'une semelle de poutre.
D	Diamètre nominale des tiges des boulons
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i	Rayon de giration d'une section.
l	Largeur d'une poutre.
t	Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f	Épaisseur d'une semelle de poutre.
t_w	Épaisseur d'une âme de poutre.
v_s	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
v_i	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
α	Angle en général.

- γ_{Mb} Résistance des boulons au cisaillement.
- γ_{Mb} Résistance des boulons au à la traction.
- F_v : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
- F_B : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
- F_T : Résistance des boulons en traction.
- α : Facteur d'imperfection (flambement).
- β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
- F_y : Limite d'élasticité.
- $F_{t,Rd}$: Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

Sommaire

Résumé

Dédicace

Remerciements

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Les plans d'architecture

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	4
I.1. Introduction	5
I.2. Présentation de l'ouvrage	5
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	5
I.2.2. Eléments de l'ouvrage	7
I.2.2.1. Ossature de la structure	7
I.2.2.2. Les planchers	7
I.2.2.3. Les escaliers	8
I.2.2.4. Maçonnerie	9
I.2.2.5. Infrastructure	9
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	9
I.3.1. Acier	9
I.3.2. Béton.....	10
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	12
II.1. Introduction	13
II.2. Pré-dimensionnement des planchers	13
II.3. Evaluation des charges et surcharges	13
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible	14
II.3.2. Plancher étage courant	14
II.3.3. Caractéristique de la tôle.....	14
II.4. Etude des solives.....	15
II.4.1. Pré-dimensionnement des solives	15
II.4.2. Etude de la solive plancher terrasse	16
II.4.2.1. Phase de construction	16
II.4.2.2. Phase finale	18
II.4.3. Etude de la solive plancher étage courant	20
II.4.3.1. Phase de construction	20

II.4.3.2. Phase finale	20
II.4.4. Etude des connecteurs	21
II.5. Etude des poutres	22
II.5.1. Pré-dimensionnement des poutres	22
II.5.2. Etude de la poutre du plancher terrasse	23
II.5.2.1. Phase de construction	23
II.5.2.2. Phase finale	25
II.5.3. Etude de la poutre du plancher étage courant.....	27
II.5.3.1. Phase de construction	27
II.5.3.2. Phase finale	27
II.6. Etude des poteaux	28
II.6.1. La charge d'exploitation	28
II.6.2. Calcul des poteaux	29
II.6.3. Vérification des poteaux au flambement	30
Chapitre III : Etude climatique	33
III.1. Introduction	34
III.2. Etude de la neige	34
III.2.1. Calcul de la charge de la neige	34
III.3. Etude du vent	35
III.3.1. Donnée relative au site	35
III.3.2. Pression dynamique de pointe	36
III.3.3. Le coefficient d'exposition au vent	36
III.3.3.1 Le coefficient de rugosité	36
III.3.3.2 Intensité de turbulence	36
III.3.3.3. Calcul de la pression due au vent	38
III.3.3.3.1. Calcul du coefficient de pression extérieure Cpe	38
III.3.3.3.2. Calcul du coefficient de pression intérieure Cpi	41
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires	43
VI.1. Introduction	44
VI.2. Etude des escaliers	44
VI.2.1. Introduction	44
VI.2.2 Choix des dimensions	44
VI.2.3 Dimensionnement des limons.....	45
VI.2.4 Dimensionnement de la cornière de marche.....	47
VI.2.5. Dimensionnement de la poutre palière.....	48
VI.3. Etude de l'acrotère.....	50
VI.3.1. Evaluation de charge.....	50
VI.3.2. Ferrailage de l'acrotère.....	50
VI.3.3. Vérification du ferrailage de l'acrotère.....	51
VI.3.4. Vérification à l'ELS.....	51
VI.3.5. Vérification de l'effort tranchant.....	52

Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique	53
V.1. Introduction	54
V.2. Objectif de l'étude sismique	54
V.3. Classification selon RPA99v2003	54
V.4. Méthode de calcul	54
V.4.1. Modélisation de la structure.....	55
V.4.2. La méthode modale spectrale.....	55
V.5. Procédure de calculs	60
V.5.1. Modèle initial	60
V.5.2.1. Caractéristique dynamique propre du modèle initial	61
V.5.3. 2 ^{ème} Modèle	62
V.5.2.1. Caractéristique dynamique propre du 2 ^{ème} modèle	64
V.5.2.2. Choix de la période fondamentale de la structure	65
V.5.3.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D	65
V.5.2.4. Vérification de l'effort tranchant à la base	65
V.5.2.5. Vérification des déplacements inter étage	65
V.5.3. Modèle final	66
V.5.3.1. Caractéristique dynamique propre du modèle final	68
V.5.3.2. Choix de la période fondamentale de la structure	69
V.5.3.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D	69
V.5.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base	69
V.5.3.5. Vérification des déplacements inter étages	69
V.5.3.6. Vérification du coefficient de comportement	70
V.5.3.7. Vérification de l'effet P- Δ	71
 Chapitre VI : Vérification des éléments de l'ossature	 73
VI.1. Introduction	74
VI.2. Vérification des poteaux	74
VI.2.1. Vérification de la stabilité des poteaux au flambement composé	74
VI.2.1.1. Exemple de calcul (Niveau RDC)	75
VI.2.1.2. Vérification des autres poteaux	76
VI.2.2. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement	80
VI.2.2.1. Exemple de calcul (Niveau RDC)	80
VI.2.2.2. Vérification des autres poteaux	80
VI.3. Vérification des poutres	80
VI.3.1. Vérification de la poutre principale	80
VI.3.2. Vérification de la poutre secondaire	81
VI.4. Vérification des palées de stabilité	84
VI.4.1. Suivant la direction Y-Y (double UPN 280).....	84
VI.4.2. Suivant la direction X-X (double UPN 280)	85

Chapitre VII : Les assemblages	87
VII.1. Introduction	88
VII.2. Les différents modes d'assemblages	88
VII.2.1. Assemblage par boulonnage	88
VII.2.1.1. Fonctionnement des assemblages	88
VII.2.2. Assemblage par soudure	89
VII.3. Vérifications des assemblages	89
VII.3.1. Vérification de l'assemblage poutre-solive (HEA 300 – IPE 120) ...	89
V.II.3.1.1. Vérification de la solive	90
VII.3.2. Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA 360 – HEA300) ..	91
VII.3.3. Vérification de l'assemblage des éléments de contreventement	94
VII.3.4. Vérification de l'assemblage continuité de poteau	98
VII.3.5. Vérification de l'assemblage pied de poteau	102
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	100
VIII.1. Introduction.....	101
VIII.2. Choix du type de fondation	101
VIII.2.1. Vérification de la semelle isolée	101
VIII.2.2. Vérification de la semelle filante	104
VIII.3. Radier général	106
VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier	107
VIII.3.2. Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement	108
VIII.3.3. Vérification des contraintes	110
VIII.3.4. Ferrailage du radier	111
VIII.3.4.1 Ferrailage de la dalle	111
VIII.3.4.2. Ferrailage de la nervure	114
VIII.4. Voile périphérique	116
VIII.4.1. Introduction	116
VIII.4.2. Pré dimensionnement du voile périphérique	116
VIII.4.3. Evaluation des charges	117
VIII.4.4. Effort dans la dalle	117
Conclusion générale	121
Références bibliographiques	
Annexes	

Introduction générale

Introduction générale

Le développement urbain dans les grands pays privilégie la construction verticale dont l'objectif est d'économiser l'espace, notamment dans les grandes villes où la densité de la population est plus élevée.

Le rôle de l'ingénieur en génie civil est d'assurer la stabilité de ces constructions. Celle-ci doit être assurée par des solutions d'ingénierie adéquates. Il existe de nombreuses solutions, la mission de l'ingénieur consiste à trouver la solution appropriée. Il s'agit d'une activité créative, qui fait appel à l'imagination et l'intuition.

La conception d'une structure doit être fondée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements selon l'importance du projet, sans oublier l'aspect économique.

De ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure, l'objectif principal pour un ingénieur n'est pas simplement d'appliquer les règlements, mais de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des différents phénomènes affectant cette dernière afin de protéger les personnes et leurs biens.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à faire une étude et une conception d'un hôtel (RDC et 8 étages avec s/sol) réalisé en charpente métallique, implanté dans la wilaya d'Alger. L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

- **1^{er} chapitre** : Présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **2^{ème} chapitre** : Le pré dimensionnement des éléments de la structure, telles que les poteaux, poutres et les solives.
- **3^{ème} chapitre** : L'étude des effets climatiques sur la structure, tels que le vent et la neige.

-
- **4^{ème} chapitre** : L'étude des éléments secondaires tels que les escaliers et l'acrotère.
 - **5^{ème} chapitre** : L'étude dynamique en zone sismique, qui va être faite en introduisant un spectre de réponse au logiciel **Autodesk Robot structural analysis 2017** pour déterminer les efforts dans les éléments.
 - **6^{ème} chapitre** : La vérification des différents éléments de la structure tels que poteaux, poutres, contreventements.
 - **7^{ème} chapitre** : La conception et l'étude des assemblages des différents éléments.
 - **8^{ème} chapitre** : L'étude de l'infrastructure.

Enfin nous achevons notre étude par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail et les constatations auxquelles nous sommes arrivés.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction :

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants :

- L'usage de la structure.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques de l'architecte.
- L'aspect économique.

Cette étude compta deux parties fondamentales :

- La conception des éléments : tel que les poteaux, les poutres, les planchers les fondations.
- L'étude dynamique de la structure : cette dernière permet d'évaluer le comportement de la structure en cas de séisme.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un Hôtel composé d'un rez-de chaussé + 8 étages plus un sous-sol (à usage parking), implanté à la wilaya d'**ALGER**, classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/V.2003**) comme une zone de sismicité élevée (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

➤ Dimensions en élévation :

- Hauteur totale : 29.07 m
- Hauteur rez-de chaussé : 3.23 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.23 m

➤ Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinale) : 46.65 m
- Largeur totale (sens transversale) : 14.8 m

I.2.2. Élément de l'ouvrage :

I.2.2.1. Ossature de la structure :

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone III, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques) ou bien contreventé totalement par des palées triangulées.

I.2.2.2. Les planchers :

Le type de plancher utilisé dans notre structure en charpente est un plancher collaborant d'épaisseur $e = 12\text{cm}$, qui est constitué d'un bac d'acier **Cofraplus 60**, de treillis soudé et des goujons. Cette dalle en béton est reliée aux poutres pour l'intermédiaire des connecteurs (goujons).

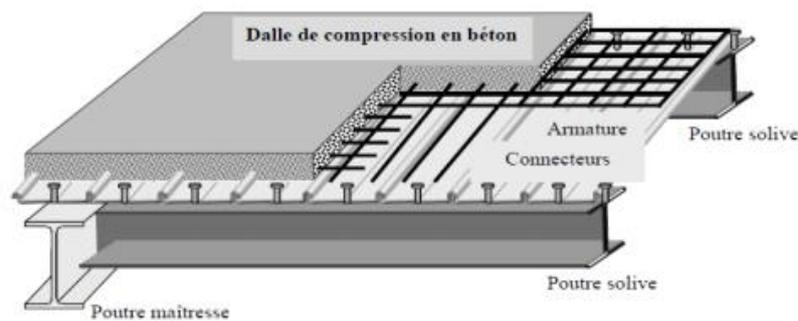


Figure I.3 : Conception du plancher collaborant.

➤ Bac d'acier :

Le bac d'acier est de type **Cofraplus 60**, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

➤ Les connecteurs :

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :



Figure I.4 : Goujon soudé.

I.2.2.3. Les escaliers :

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.

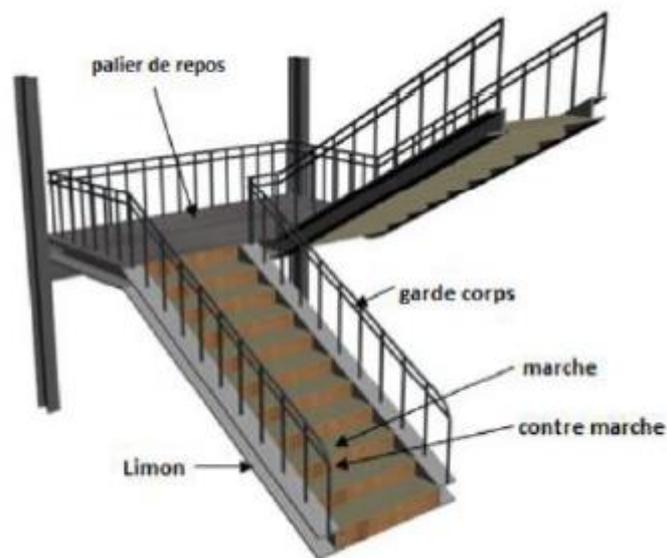


Figure I.5 : Escalier en charpente métallique.

I.2.2.4. Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur.
Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.
- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

I.2.2.5. Infrastructure :

Elle sera réalisée en charpente métallique, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (**EUROCODE 3**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99version 2003**).

I.3.1. Acier :

Les caractéristiques différentes mécaniques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement : $G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Coefficient de poisson : $\nu_a = 0,3$
- Masse volumique : $\rho_a = 78,5 \text{ KN/m}^3$

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

Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d'acier.

Nuance nominale de l'acier	Epaisseur t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 100 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	460
Fe 510	355	510	335	490

I.3.2. Béton :**➤ Caractéristique du béton :**

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa)

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

➤ Module de déformation longitudinal du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinale, il est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

- Module de déformation instantané (courte durée) :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé (longue durée) :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

➤ **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$$

- $\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0.2$: pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). 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, le pré-dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :**➤ Méthode de calcul :**

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

• Phase de construction :

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

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrier).

• Phase finale :

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

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible : [7]**Tableau II.1:** Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse.

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
Gravier	5	0.85
Etanchéité multicouche	5	0.12
Béton de pente	10	2.5
Isolation thermique	4	0.16
Dalle en béton armé	12	2.13
Bac d'acier cofraplus 60	0.1	0.11
Faux plafond	-	0.3
	ΣG	6.17
	ΣQ	1

II.3.2. Plancher étage courant : [7]**Tableau II.2 :** Charge permanente et d'exploitation d'un plancher étage courant.

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
Grés cérame	1.2	0.28
Mortier de pose	2	0.4
Dalle en béton armé	12	2.13
Bac d'acier cofraplus 60	0.1	0.11
Faux plafond	-	0.3
Cloisons légères	-	1
	ΣG	4.22

II.3.3. Caractéristique de la tôle : [Annex A]**Tableau II.3 :** Caractéristique de la tôle.

Nom	Epaisseur (mm)	Degrés coupe- feu (min)	Poids du béton seul (DaN/m ²)	Poids de la tôle (DaN/m ²)
Cofraplus 60	1	60	213	11

II.4. Etude des solives :

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement **IPE** ou **IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

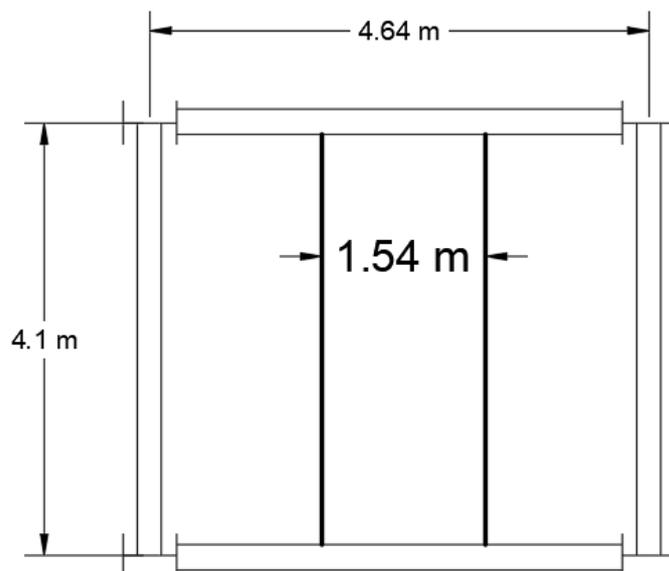


Figure II.1 : La solive la plus sollicitée.

II.4.1. Pré-dimensionnement des solives :

Le pré-dimensionnement se fait par la formule simplifiée avec $L = 4.1$ m et d'espacement entre les solives de 1.54 m.

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30} \Rightarrow 117.14 \leq h \leq 136.66 \quad \text{alors on opte pour un IPE120.}$$

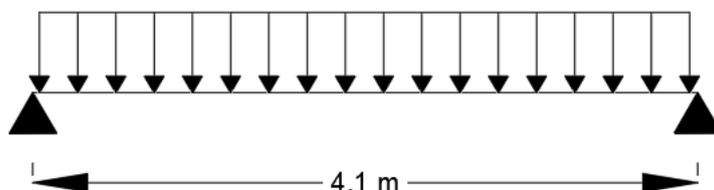


Figure II.2 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.

Tableau II.4 : Caractéristique du profilé IPE 120.

Profilé	Poids	Section	Caractéristiques								
	G (DaN/m)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	Avz (cm ²)
IPE120	10.4	1320	120	64	317.8	27.67	60.73	13.58	4.9	1.45	6.31

II.4.2. Etude de la solive plancher terrasse :**II.4.2.1. Phase de construction :****- Evaluation des charges : [1]**

Poids propre du profilé IPE120 :G_p = 0.104 Kn/ml

Poids du bac d'acier cofraplus 60 :G_A = 0.11 Kn/m²

Poids du béton frais :G_b = 2.13 Kn/m²

Charge d'exploitation :Q = 0.75 Kn/m²

- Les combinaisons des charges :

ELU : q_u = 1.35xG_p + 1.35x1.54x(G_A + G_b) + 1.5x1.54xQ

$$\rightarrow q_u = 6.53 \text{ kN/m}$$

ELS : q_{ser} = G_p + 1.54x(G_A + G_b) + 1.54xQ

$$\rightarrow q_{ser} = 4.71 \text{ kN/m}$$

- Vérification du moment fléchissant : [1]

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{6.53 \times 4.1^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 13.72 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{60.73 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 15.18 \text{ kN.m}$$

M_{sd} = 13.72 Kn.m < M_{pl,rd} = 15.18 Kn.m Condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{6.53 \times 4.1}{2} \rightarrow V_{sd} = 13.39 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{6.31 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 91.1 \text{ kN}$$

V_{sd} = 13.39 Kn < V_{pl,rd} = 91.1 Kn Condition vérifiée

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 91.1 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 45.55 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 13.39 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 45.55 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{4.71 \times 4100^4}{2.1 \times 10^5 \times 317.8 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 25.96 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{4100}{250} \Rightarrow f_{adm} = 16.4 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 25.96 \text{ mm} > f_{adm} = 16.4 \text{ mm} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On doit ajouter un étaielement à $L/2 = 2.05 \text{ m}$ pour diminuer la flèche.

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{4.71 \times 2050^4}{2.1 \times 10^5 \times 317.8 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 1.62 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 1.62 \text{ mm} < f_{adm} = 16.4 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification du déversement :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} ; \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.924$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}} \text{ avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{2050}{14.5}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{2050}{\frac{14.5}{120}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 95.46$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{142.87}{86.81} = 1.09 > 0.2 \text{ il y a un risque de déversement}$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \rightarrow \varphi = 0,5[1 + 0,21(1,09 - 0,2) + 1,09^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 1,18$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{1,18 + [1,18^2 - 1,09^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = 0,612$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times M_{pl,rd} \rightarrow M_{b,rd} = 0,612 \times 15,18 \rightarrow M_{b,rd} = 9,30 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 3,43 \text{ Kn.m} > M_{b,rd} = 9,30 \text{ Kn.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

II.4.2.2. Phase finale :

- Evaluation des charges : [1]

Poids total de la dalle : $G_T = 6,17 \text{ KN/m}^2$

Poids du profilé IPE120 : $G_P = 0,104 \text{ KN/m}$

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

- Les combinaisons des charges : [1]

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 \times G_P + 1,35 \times 1,54 \times (G_T) + 1,5 \times 1,54 \times Q$$

$$\rightarrow q_u = 15,28 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = G_P + 1,54 \times (G_T) + 1,54 \times Q$$

$$\rightarrow q_{ser} = 11,14 \text{ Kn/m}$$

- La largeur effective de la dalle :

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} L_0/4 = 1,025 \text{ m} \\ b = 1,54 \text{ m} \end{cases} \rightarrow b_{eff} = 1,025 \text{ m}$$

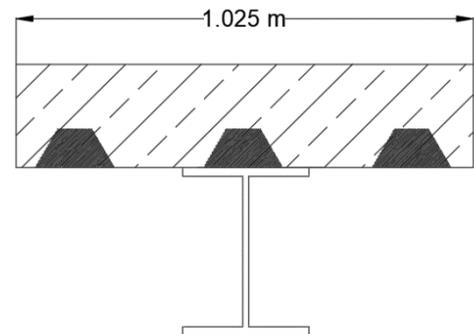


Figure II.3 : Largeur effective de la dalle.

- Position de l'axe neutre :

$$R_{béton} = 0,57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck} \rightarrow R_{béton} = 0,57 \times 1025 \times 62 \times 25 \rightarrow R_{béton} = 905,58 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A \rightarrow R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 1320 \rightarrow R_{acier} = 344,85 \text{ KN}$$

$$R_{béton} = 905,58 \text{ KN} > R_{acier} = 344,85 \text{ KN}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

- **Vérification du moment fléchissant : [1]**

$$M_{pl,rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$\rightarrow M_{pl,rd} = 344.85 \times 10^3 \left[\frac{120}{2} + 62 + 58 - \left(\frac{344.85}{905.58} \times \frac{62}{2} \right) \right] \rightarrow M_{pl,rd} = 58 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{15.28 \times 4.1^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 32.11 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{15.28 \times 4.1}{2} \rightarrow V_{sd} = 31.32 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{6.31 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 91.1 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 31.32 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 91.1 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 91.1 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 45.55 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 31.32 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,rd} = 45.55 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

- **Vérification de la flèche :**

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI_c} \quad ; \quad \text{avec } I_c = Aa \frac{(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1+mv)} + \frac{b_{eff} h_c^3}{12m} + I_{acier}$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} \approx 15 \quad ; \quad V = \frac{A_a}{A_b} \rightarrow V = \frac{1320}{1025 \times 62} \quad V = 0.0207$$

$$\rightarrow I_c = 1320 \frac{(62 + 2 \times 58 + 120)^2}{4(1 + 15 \times 0.0207)} + \frac{1025 \times 62^3}{12} + 317.8 \times 10^4$$

$$\rightarrow I_c = 45.89 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{11.14 \times 4100^4}{2.1 \times 10^5 \times 45.89 \times 10^6} \rightarrow f_{max} = 4.25 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{4100}{250} \Rightarrow f_{adm} = 16.4 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 4.25 \text{ mm} < f_{adm} = 16.4 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par la dalle en béton.

II.4.3. Etude de la solive plancher étage courant :**II.4.3.1. Phase de construction :****- Combinaisons des charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35xG_p + 1.35x1.54x(G_A + G_b) + 1.5x1.54xQ$$

$$\rightarrow q_u = \mathbf{6.53 \text{ Kn/m}}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = G_p + 1.54x(G_A + G_b) + 1.54xQ$$

$$\rightarrow q_{\text{ser}} = \mathbf{4.71 \text{ Kn/m}}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant.

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche	Déversement
$M_{sd} = 13.72 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 13.39 \text{ KN}$	$f_{\max} = 1.62 \text{ mm}$	$M_{sd} = 3.43 \text{ KN.m}$
$M_{pl,rd} = 15.18 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 91.1 \text{ KN}$	$f_{adm} = 16.4 \text{ mm}$	$M_{b,rd} = 9.30 \text{ KN.m}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.4.3.2. Phase finale :**- Combinaison des charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35xG_p + 1.35x1.54x(G_T) + 1.5x1.54xQ$$

$$\rightarrow q_u = \mathbf{12.38 \text{ Kn/m}}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = G_p + 1.54x(G_T) + 1.54xQ$$

$$\rightarrow q_{\text{ser}} = \mathbf{8.91 \text{ Kn/m}}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.6 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 26.01 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 25.38 \text{ KN}$	$f_{\max} = 3.4 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 58 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 91.1 \text{ KN}$	$f_{adm} = 16.4 \text{ mm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.4.4. Etude des connecteurs : [10]

Type goujons : $\begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$

- Détermination de (Résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{ll} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

Avec :

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas :

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Influence du sens du bac d'acier :

K_t : Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac. Pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive, le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ H_p = 58 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \end{array} \right.$$

$$K_t = 0,7 \times \frac{101}{58} \times \left[\frac{95}{58} - 1 \right] = 0,77$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être inférieur à 1 donc :

$$Prd \text{ (Resistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,77 \rightarrow Prd = 56.86 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L :**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (905.58 ; 344.85) \rightarrow R_L = 344,85 \text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs : par demi-portée :**

$$N_{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{344,85}{56.86} = 6.06$$

On prend **7 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **14 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$e_{\max} = 7h_{sc} = 7 \times 95 = 665 \text{ mm}$$

$$e = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{4100}{14-1} \rightarrow esp = 315.38 \text{ mm}$$

Donc on prend **14 connecteurs**, avec un espacement de **315.38 mm**

II.5. Etude des poutres :

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

II.5.1. Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré-dimensionnement se fait par la formule simplifiée avec $L = 5 \text{ m}$ et d'espacement entre les poutres de 4.7 m .

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 200 \leq h \leq 333 \quad \text{alors on opte pour un IPE240}$$

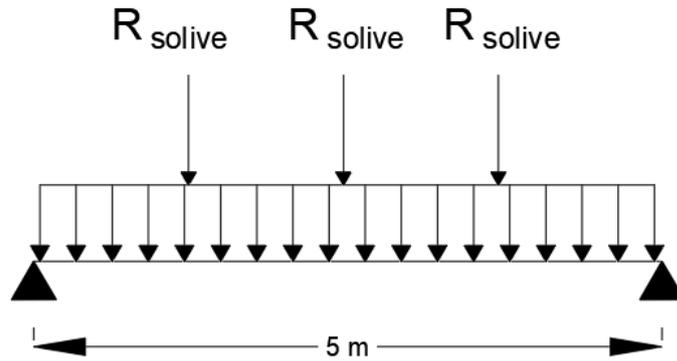


Figure II.4 : Schéma statique de la poutre.

Tableau II.7 : Caractéristique du profilé IPE 240.

Profilé	Poids	Section	Caractéristiques								
	G (DaN/m)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	Avz (cm ²)
IPE240	30.7	3912	240	150	3892	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69	19.14

II.5.2. Etude de la poutre du plancher terrasse : [1]

II.5.2.1. Phase de construction :

- Evaluation des charges :

Poids propre du profilé IPE 240 :G_p = 0.307 Kn/ml

Poids du bac d'acier cofraplus 60 :G_A = 0.11 Kn/m²

Poids du béton frais :G_b = 2.13 Kn/m²

Charge d'exploitation :Q = 0.75 Kn/m²

- Les combinaisons des charges :

ELU : q_u = 1.35xG_p + 1.35x0.15x(G_A + G_b) + 1.5x0.15xQ

→ q_u = **1.04 KN/m**

ELS : q_{ser} = G_p + 0.15x(G_A + G_b) + 0.15xQ

→ q_{ser} = **0.76 KN/m**

- Réaction des solives sur la poutre :

ELU : q_u = 5.33 KN/m

ELS : q_{ser} = 3.84 KN/m

$$R_u = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = \frac{5.33 \times 2.45}{2} + \frac{5.33 \times 2.25}{2} \rightarrow R_u = 12.52 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = \frac{3.84 \times 2.45}{2} + \frac{3.84 \times 2.25}{2} \rightarrow R_u = 4.32 \text{ KN}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{2} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.04 \times 5^2}{8} + \frac{12.52 \times 5}{2} \rightarrow M_{sd} = 34.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{366.6 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 91.65 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 34.55 \text{ Kn.m} < M_{pl,rd} = 91.65 \text{ Kn.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{1.04 \times 5}{2} + \frac{3 \times 12.52}{2} \rightarrow V_{sd} = 21.38 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{19.14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 276.26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21.38 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 276.26 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 276.26 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 138.13 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 21.38 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 138.13 \text{ Kn}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

- **Vérification de la flèche :**

$$f_{max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{0.76 \times 5000^4}{2.1 \times 10^5 \times 3898 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 0.75 \text{ mm}$$

$$f_{max 2} = \frac{19}{384} \times \frac{q_{ser} l^3}{EI} \rightarrow f_{max} = \frac{19}{384} \times \frac{4.32 \times 10^3 \times 5000^3}{2.1 \times 10^5 \times 3898 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 3.26 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0.75 + 3.26 \rightarrow f_{max} = 4.01 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{5000}{250} \Rightarrow f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 4.01 \text{ mm} < f_{adm} = 20 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par les solives.

II.5.2.2. Phase finale :**- Evaluation des charges :**

Poids total de la dalle : $G_T = 6.17 \text{ KN/m}^2$

Poids du profilé IPE240 : $G_P = 0.307 \text{ KN/m}$

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

- Les combinaisons des charges :

ELU : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.15 \times (G_T) + 1.5 \times 0.15 \times Q$

$$\rightarrow q_u = 1.88 \text{ Kn/m}$$

ELS : $q_{ser} = G_p + 0.15 \times (G_T) + 0.15 \times Q$

$$\rightarrow q_{ser} = 1.38 \text{ Kn/m}$$

- Réaction des solives sur la poutre :

ELU : $q_u = 12.85 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{ser} = 9.38 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = \frac{12.85 \times 2.45}{2} + \frac{12.85 \times 2.25}{2} \rightarrow R_u = 30.2 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_{ser} = \frac{9.38 \times 2.45}{2} + \frac{9.38 \times 2.25}{2} \rightarrow R_{ser} = 22.04 \text{ KN}$$

- La largeur effective de la dalle :

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} L_0/4 = 1.25 \text{ m} \\ b = 4.7 \text{ m} \end{cases} \rightarrow b_{eff} = 1.25 \text{ m}$$

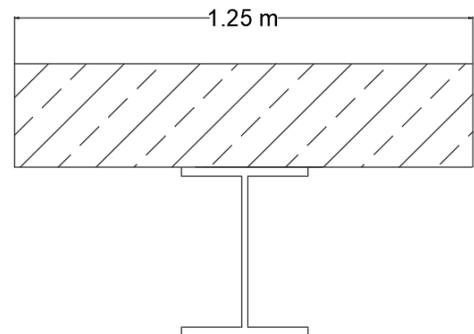


Figure II.5 : Largeur effective de la dalle.

- Position de l'axe neutre :

$$R_{béton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck} \rightarrow R_{béton} = 0.57 \times 1250 \times 62 \times 25 \rightarrow R_{béton} = 1104.37 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A \rightarrow R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 3912 \rightarrow R_{acier} = 1022.01 \text{ KN}$$

$$R_{béton} = 1104.37 \text{ KN} > R_{acier} = 1022.01 \text{ KN}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{pl,rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$\rightarrow M_{pl,rd} = 1022.01 \times 10^3 \left[\frac{240}{2} + 62 + 58 - \left(\frac{1022.01}{1104.37} \times \frac{62}{2} \right) \right] \rightarrow M_{pl,rd} = 215.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{2} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.88 \times 5^2}{8} + \frac{30.2 \times 5}{2} \rightarrow M_{sd} = 81.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 81.37 \text{ Kn.m} < M_{pl,rd} = 215.96 \text{ Kn.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{1.88 \times 5}{2} + \frac{3 \times 12.85}{2} \rightarrow V_{sd} = 23.97 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{19.14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 276.26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21.38 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 276.26 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 276.26 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 138.13 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 23.97 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 138.13 \text{ Kn}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification de la flèche :**

$$I_c = Aa \frac{(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1+mv)} + \frac{b_{eff} h_c^3}{12m} + I_{acier} \quad ; \quad \text{avec} \quad m = \frac{E_a}{E_b} \approx 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} \rightarrow V = \frac{3912}{1250 \times 62} \quad V = 0.05$$

$$\rightarrow I_c = 3912 \frac{(62 + 2 \times 58 + 120)^2}{4(1 + 15 \times 0.05)} + \frac{1250 \times 62^3}{12} + 3898 \times 10^4$$

$$\rightarrow I_c = 1614.51 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.38 \times 5000^4}{2.1 \times 10^5 \times 1614.51 \times 10^5} \rightarrow f_{\max} = 0.33 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{19}{384} \times \frac{q_{ser} l^3}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{19}{384} \times \frac{22.04 \times 10^3 \times 5000^3}{2.1 \times 10^5 \times 1614.51 \times 10^5} \rightarrow f_{\max} = 4.02 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0.33 + 4.02 \rightarrow f_{\max} = 4.35 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{5000}{250} \Rightarrow f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 4.35 \text{ mm} < f_{adm} = 20 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

II.5.3. Etude de la poutre du plancher étage courant :

II.5.3.1. Phase de construction :

- **Les combinaisons des charges : [1]**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_p + 1.35 \times 0.15(G_A + G_b) + 1.5 \times 0.15Q$$

$$\rightarrow q_u = \mathbf{1.04 \text{ KN/m}}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G_p + 0.15(G_A + G_b) + 0.15Q$$

$$\rightarrow q_{\text{ser}} = \mathbf{0.76 \text{ KN/m}}$$

- **Réaction des solives sur la poutre :**

$$\text{ELU : } q_u = 5.33 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = 3.84 \text{ KN/m}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.8 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant.

Vérification du profilé en phase de construction		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 34.55 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 21.38 \text{ KN}$	$f_{\max} = 4.01 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 91.65 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 276.26 \text{ KN}$	$f_{adm} = 20 \text{ mm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.5.3.2. Phase finale :

- **Les combinaisons des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_p + 1.35 \times 0.15(G_T) + 1.5 \times 0.15Q$$

$$\rightarrow q_u = \mathbf{1.88 \text{ Kn/m}}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G_p + 0.15(G_T) + 0.15Q$$

$$\rightarrow q_{\text{ser}} = \mathbf{1.38 \text{ Kn/m}}$$

- **Réaction des solives sur la poutre :**

ELU : $q_u = 12.85 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{ser} = 9.38 \text{ KN/m}$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.9 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 81.15 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 37.53 \text{ KN}$	$f_{max} = 4.35 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 215.96 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 276.26 \text{ KN}$	$f_{adm} = 20 \text{ mm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.6. Etude des poteaux : [1]

La surface reprise par le poteau le plus sollicité est : $S = 23.26 \text{ m}^2$

- **Poids des plancher :**

Plancher terrasse : $G = 23.26 \times 6.17 \rightarrow G = 143.51 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 23.26 \times 4.22 \rightarrow G = 98.16 \text{ KN}$

- **Poids des éléments horizontaux :**

Poutre principale : $G = 4.95 \times 0.307 \rightarrow G = 1.52 \text{ KN}$

Poutre secondaire $G = 4.7 \times 0.307 \rightarrow G = 1.44 \text{ KN}$

Solive : $G = 4.7 \times 3 \times 0.104 \rightarrow G = 1.47 \text{ KN}$

II.6.1. La charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation est traitée sur le tableau suivant :

Tableau II.10 : Charge d'exploitation cumulée.

Niveau	Surcharge (Q)	Q_i (KN/m ²)	\sum Surcharge Q	\sum Surcharge (KN/ m ²)
N1	Q_0	1	Q_0	1

N2	Q ₁	1.5	Q ₀ + Q ₁	2.5
N3	Q ₂	1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9 Q ₂	3.85
N4	Q ₃	1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9 Q ₂ + 0.8 Q ₃	5.05
N5	Q ₄	1.5	Q ₀ + Q ₁ + 0.9 Q ₂ + 0.8 Q ₃ + 0.7 Q ₄	6.1
N6	Q ₅	1.5	Q ₀ + + 0.6 Q ₅	7
N7	Q ₆	1.5	Q ₀ + + 0.5 Q ₆	7.75
N8	Q ₇	1.5	Q ₀ + + 0.5 Q ₇	8.5
N9	Q ₈	1.5	Q ₀ + + 0.5 Q ₈	9.25
N10	Q ₉	1.5	Q ₀ + + 0.5 Q ₉	10
N11	Q ₁₀	2.5	Q ₀ + + 0.5 Q ₁₀	11.25

II.6.2. Calcul des poteaux : [1]

- Calcul du poteau du 8^{ème} étage :

$$\begin{cases} G = 147.97 \text{ Kn} \\ Q = 1 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow q_u = 201.22 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{1.1} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times 1.1}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{201.23 \times 10^3 \times 1.1}{275} \rightarrow A \geq 804.89 \text{ mm}^2$$

On opte pour un HEA 100

Le pré-dimensionnement des autres poteaux est regroupé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.11 : Choix des sections des profilés.

Etage	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _{sd} (KN)	A ^{calculé} (mm ²)	A ^{choisi} (mm ²)	Profilé
8 ^{ème}	147.94	23.16	201.23	804.89	2124	HEA100
7 ^{ème}	250.52	58.15	425.42	1701.68	2124	HEA100
6 ^{ème}	353.1	89.55	611.01	2444.04	2534	HEA120
5 ^{ème}	455.68	117.46	791.36	3165.44	3877	HEA160
4 ^{ème}	558.26	141.89	966.49	3865.96	3877	HEA160
3 ^{ème}	660.84	162.82	1136.36	4545.44	5383	HEA200
2 ^{ème}	763.42	180.26	1301	5204	5383	HEA200
1 ^{er}	866	197.71	1465.67	5862.68	6434	HEA220
RDC	968.58	215.15	1630.3	6521.2	7684	HEA240
SSL	1071.16	232.6	1794.97	7179.88	7684	HEA240

II.6.3. Vérification des poteaux au flambement : [1]**- Hypothèse de calcul :**

Il faut vérifier que : $N_{sd} < N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec : $\beta_A = 1$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{avec} \quad \varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{y,z}}{\lambda_1} \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = 93.91\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924 \rightarrow \lambda_1 = 86.811$$

$$\lambda_{y,z} = \frac{L_{f y,z}}{i_{y,z}}$$

- Exemple de calcul :

On suppose que les poteaux sont articulés dans les deux sens.

Calcul du poteau du 8^{ème} étage : HEA 100

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{3230}{40.6} \rightarrow \lambda_y = 79.55$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{3230}{25.1} \rightarrow \lambda_z = 128.68$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{79.55}{86.811} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.91$$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{128.68}{86.811} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1.48$$

$$\rightarrow \bar{\lambda} = 1.48$$

$$\begin{cases} h/b = 0.96 \\ tf = 8 \end{cases} \rightarrow \text{courbe de flambement C}$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(1.48 - 0.2) + 1.48^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 1.91$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{1.91 + \sqrt{1.91^2 - 1.48^2}} \rightarrow X = 0.32$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.32 \times 1 \times 2124 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 169.92 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 201.23 \text{ kN} > N_{b,rd} = 169.92 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section du profilé, on opte pour un HEA 120

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{3230}{48.9} \rightarrow \lambda_y = 66.05$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{3230}{30.2} \rightarrow \lambda_z = 106.95$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{66.05}{86.811} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.76$$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{106.95}{86.811} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1.23$$

$$\rightarrow \bar{\lambda} = 1.23$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 0.95 \\ tf = 8 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement C}$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(1.23 - 0.2) + 1.23^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 1.5$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{1.5 + \sqrt{1.5^2 - 1.23^2}} \rightarrow X = 0.42$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.42 \times 1 \times 2534 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 266.07 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 201.23 \text{ kN} < N_{b,rd} = 266.07 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau II.12 : Choix final des sections des profilés.

Etage	Profilé	N_{sd} (Kn)	$N_{b,rd}$ (Kn)	Ratio (%)	Profilé choisi
8 ^{ème}	HEA 100	201.23	266.07	75.63	HEA 120
7 ^{ème}	HEA 100	425.42	562.16	75.67	HEA 160
6 ^{ème}	HEA 120	611.01	915.11	66.77	HEA 200

5 ^{ème}	HEA 160	791.36	915.11	86.48	HEA 200
4 ^{ème}	HEA 160	966.49	1190.29	81.2	HEA 220
3 ^{ème}	HEA 200	1136.36	1190.29	95.47	HEA 220
2 ^{ème}	HEA 200	1301	1498.38	86.83	HEA 240
1 ^{er}	HEA 220	1465.67	1498.38	97.81	HEA 240
RDC	HEA 240	1630.3	1758.11	92.73	HEA 260
SSL	HEA 240	1794.97	2018.15	88.94	HEA 280

Chapitre III

Etude climatique

III.1. Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (**RNV2013**). Le règlement **RNV 2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

III.2. Etude de la neige : [2]

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en considération pour la vérification des éléments de la structure.

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/ m²

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

S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en KN/m²

$$\text{Zone de neige B donc } S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

III.2.1. Calcul de la charge de la neige : [2]

Notre construction se situe dans la commune de Staouali – Wilaya d'Alger.

D'après les images satellite fournis par « Google Map » l'altitude H = 36 m

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} \rightarrow S_k = \frac{0.04 \times 36 + 10}{100} \rightarrow S_k = 0.114 \text{ KN/m}^2$$

Notre bâtiment est construit d'une toiture plate $\rightarrow (0 \leq \alpha \leq 30^\circ) \rightarrow \mu = 0,8$ (**RNV99 art 6-2**)

$$S = 0.8 \times 0.114$$

$$\rightarrow S = 0.09 \text{ KN/m}^2$$

III.3. Etude de vent : [2]

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de la structure. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

➤ Dimensions de l'ouvrage :

Les dimensions de la structure sont :

Hauteur : H = 29.07 m

Longueur : L = 46.65 m

Largeur : B = 14.8 m

III.3.1. Donnée relative au site : [2]

- **Catégorie du terrain :**

Tableau III.1 : Catégorie du terrain.

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vent de mer	0.156	0.003	1	0.38

- **Zone du vent :**

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya d'Alger, donc on est dans la zone I du vent, d'où :

$$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$$

$$V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s}$$

- Coefficient topographique :

$$C_t = 1 \text{ (Site plat)}$$

III.3.2. Pression dynamique de pointe : [2]

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ est donnée par : $q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e)$

III.3.3. Le coefficient d'exposition au vent : [2]

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.

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

Avec :

C_t : Coefficient topographique

C_r : Coefficient de rugosité

Z : Hauteur considérée

$I_v(z)$: Intensité de la turbulence

III.3.3.1 Le coefficient de rugosité : [2]

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) \dots\dots\dots \text{si } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m}$$

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \dots\dots\dots \text{si } z \leq z_{\min}$$

Avec :

K_t : Facteur du terrain

$Z_0(\text{m})$: Paramètre de rugosité

$Z_{\min}(\text{m})$: Hauteur minimale

III.3.3.2 Intensité de turbulence : [2]

L'intensité de la turbulence est donnée par l'équation :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} \dots\dots\dots \text{si } Z > z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \dots\dots\dots \text{si } z_{\min} > Z$$

- Calcul de la pression dynamique de pointe q_p : [2]

➤ Direction du vent V1 :

$h = 29.07 \text{ m}$; $b = 14.8 \text{ m}$

- Cas : $b < h < 2b$

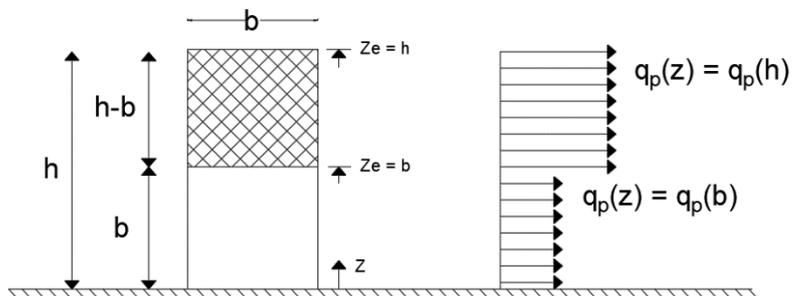


Figure III.1 : Hauteur de référence Z_e .

Tableau III.2 : Valeurs de la pression dynamique de pointe (sens V1).

Hauteur	$Z = Z_e$	C_r	C_t	I_v	C_e	$Q_p(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}$
0 à 14.8	14.8	1.326	1	0.117	3.198	1199.25
14.8 à 29.07	29.07	1.432	1	0.109	3.615	1355.62

➤ Direction du vent V2 :

$h = 29.07 \text{ m}$; $b = 46.65 \text{ m}$

- Cas : $h < b$:

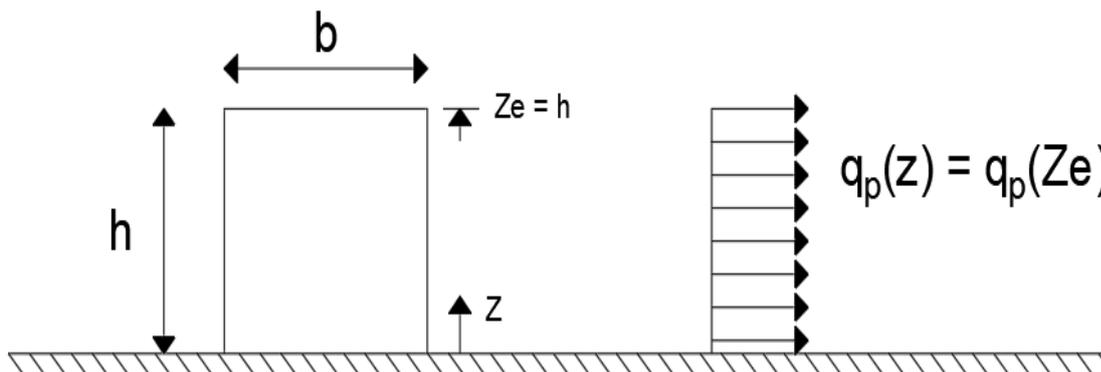
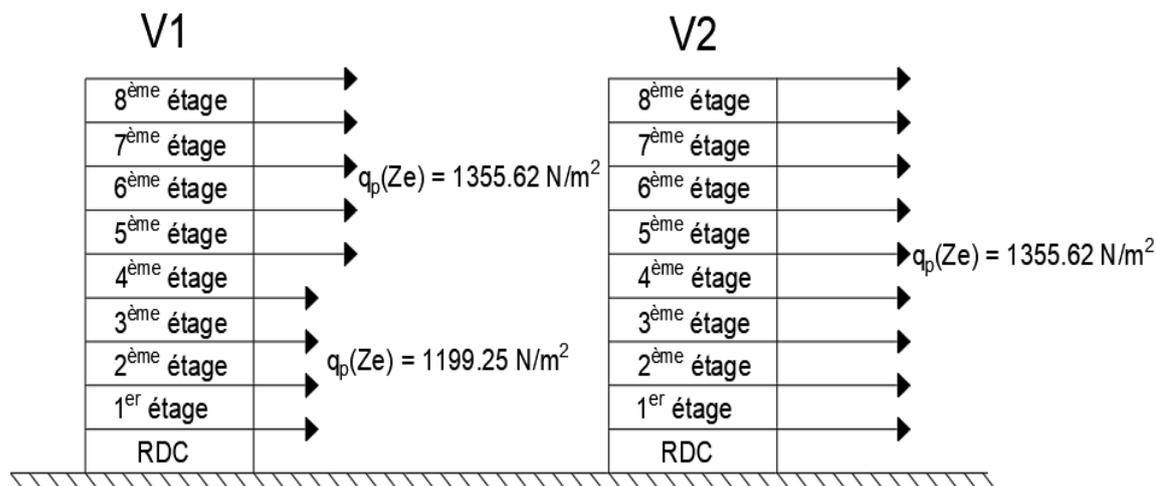


Figure III.2 : Hauteur de référence Z_e .

Tableau III.3 : Valeurs de la pression dynamique de pointe (sens V2).

Hauteur	$Z = Z_e$	C_r	C_t	I_v	C_e	$Q_p(z_e)$ (N/m ²)
14.8 à 29.07	29.07	1.432	1	0.109	3.615	1355.62

**Figure III.3** : Répartition de la pression dynamique.**III.3.3.3. Calcul de la pression due au vent : [2]**

La pression dynamique $W(z_j)$ [N/m²] agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

C_{pe} : coefficient de pression extérieure

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure

III.3.3.3.1. Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe} : [2]

On détermine le coefficient de pression extérieure à partir des conditions suivantes :

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

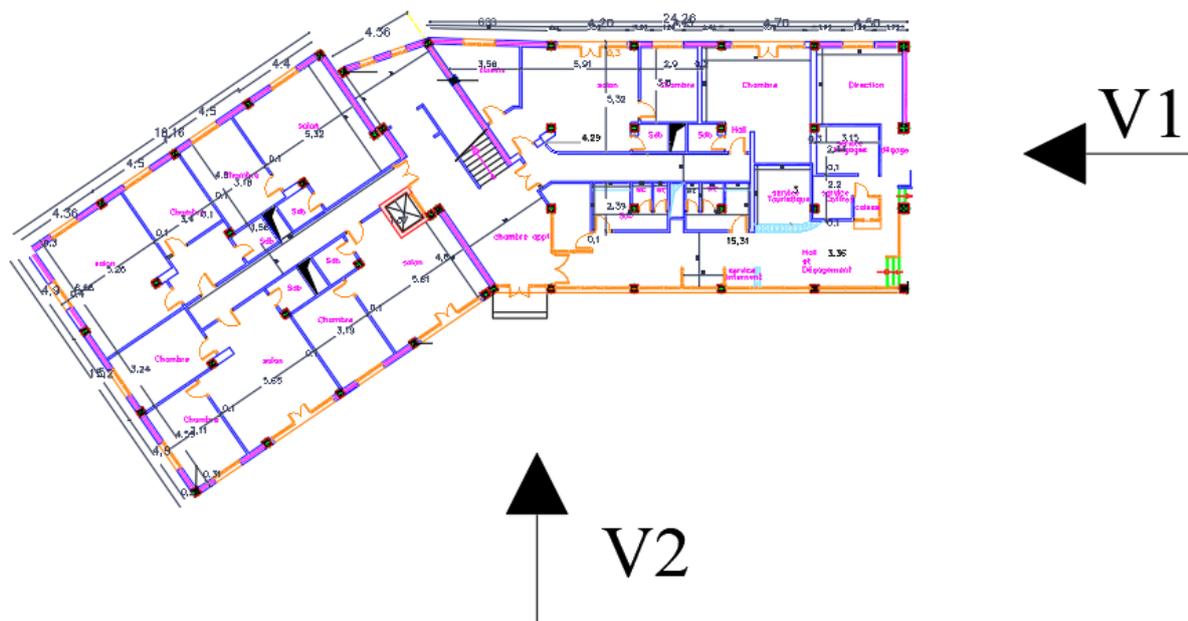


Figure III.3 : Directions du vent.

➤ **Direction du vent V1 :**

$H = 29.07 \text{ m}$; $b = 14.8 \text{ m}$; $d = 46.65 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2H) \rightarrow e = \min(14.8 ; 58.14) \rightarrow \text{on prend } e = 14.8 \text{ m}$

Cas où $e < d$:

Direction du vent

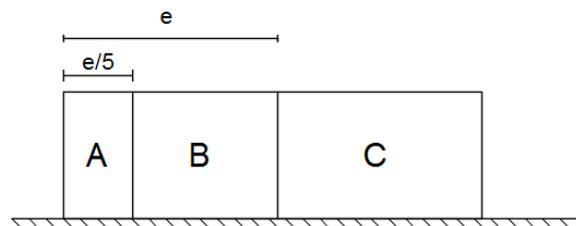


Figure III.4 : Représentation des parois verticales (sens V1).

Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Surface des zones des parois verticales (sens V1).

Zone	A	B	C	D	E
H (m)	29.07	29.07	29.07	29.07	29.07
L (m)	2.96	11.84	31.85	14.8	14.8
S (m)	86.05	344.19	925.88	430.23	430.8
C _{pe}	- 1	- 0.8	-0.5	+ 0.8	- 0.3

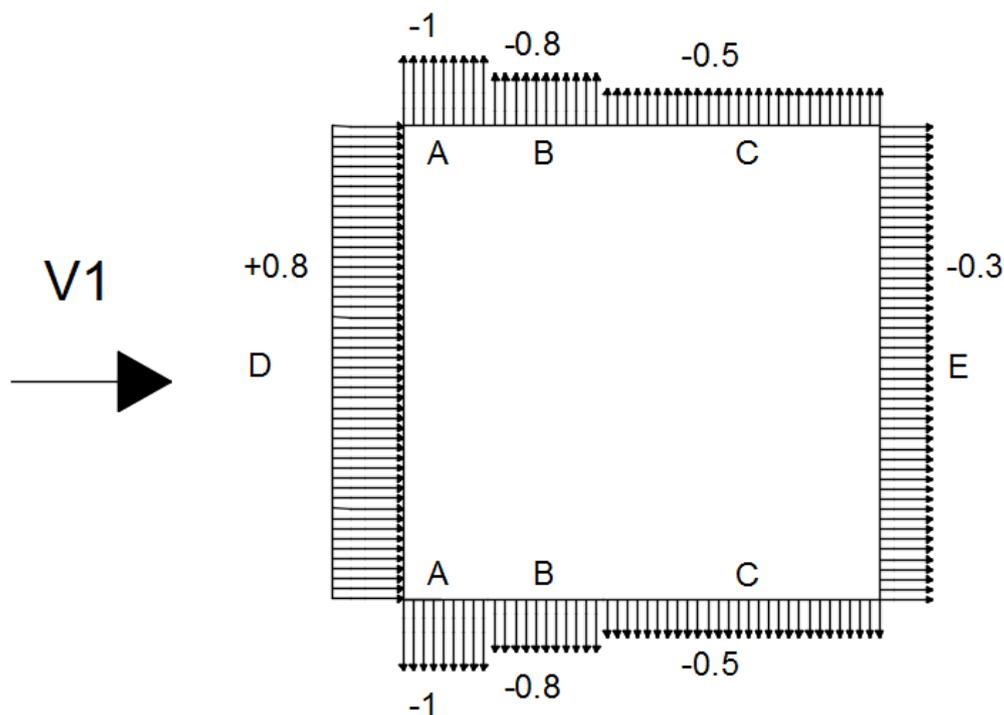


Figure III.5 : Valeur des Cpe pour les parois verticales (sens V1).

➤ Direction du vent V2 :

$H = 29.07 \text{ m}$; $b = 46.65 \text{ m}$; $d = 14.8 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2H) \rightarrow e = \min(46.65 ; 58.14) \rightarrow$ on prend $e = 46.65 \text{ m}$

Cas où $e > d$:

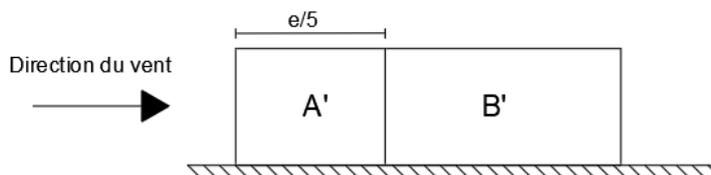


Figure III.6 : Représentation des parois verticales (sens V2).

Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Surface des zones des parois verticales (sens V2).

Zone	A'	B'	D	E
H (m)	29.07	29.07	29.07	29.07
L (m)	9.33	5.47	46.65	46.65
S (m)	271.22	159.01	1356.11	1356.11
Cpe	- 1	- 0.8	+ 0.8	- 0.3

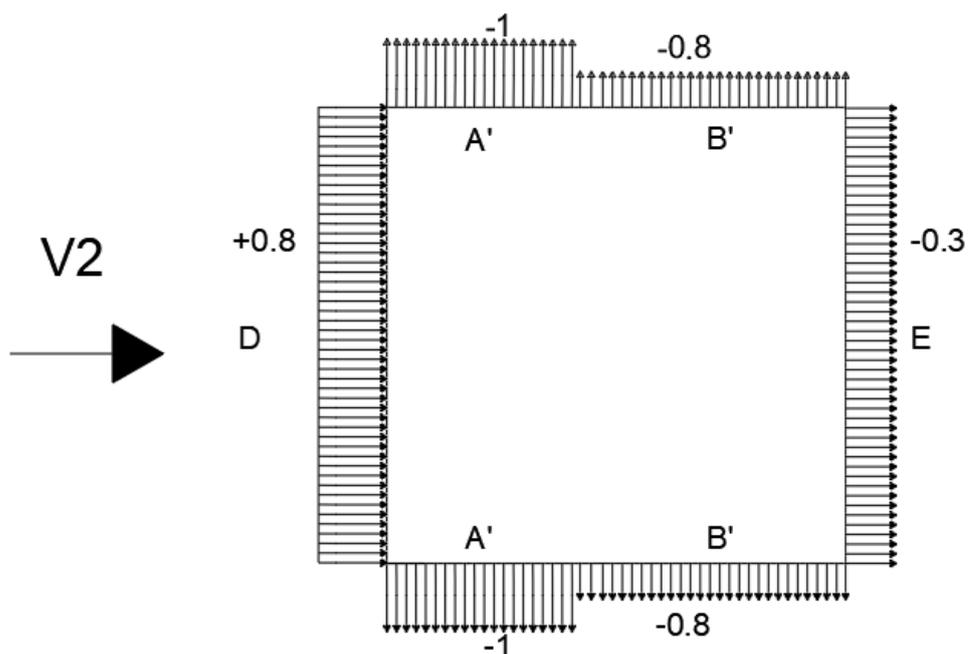


Figure III.7 : Valeurs des Cpe pour les parois verticales (sens V2).

III.3.3.2. Calcul du coefficient de pression intérieure Cpi : [2]

Le coefficient de pression Cpi est calculé en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et le rapport h/d .

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Surface des ouverture ou le } Cpe \leq 0}{\sum \text{Surface de toutes les ouvertures}}$$

➤ Direction du vent V1 :

$$h = 29.07 \text{ m} ; d = 46.65 \text{ m}$$

$$h/d = 29.07/46.65 \rightarrow h/d = 0.623$$

$$\mu_p = \frac{307.95+43.2+298.56}{307.95+43.2+44.1+298.56} \rightarrow \mu_p = 0.936$$

Projection sur le graphe $\rightarrow Cpi = -0.4$

➤ **Direction du vent V2 :**

$$h = 29.07 \text{ m} ; d = 14.8 \text{ m}$$

$$h/d = 29.07/14.8 \rightarrow h/d = 1.964$$

$$\mu_p = \frac{43.2+44.1+298.56}{307.95+43.2+44.1+298.56} \rightarrow \mu_p = 0.556$$

Projection sur le graphe $\rightarrow C_{pi} = + 0.02$

- **Calcul de la pression aérodynamique du vent :**

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

➤ **Direction du vent V1 :**

Tableau III.6 : Valeurs de la pression $W(\text{N/m}^2)$ pour la paroi verticale (sens V1).

Zone	q_p (N/m ²)	Surface (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(\text{N/m}^2)$	Force (kN)
A	1355.62	86.05	-1	-0.4	-813.37	-69.95
B	1355.62	344.19	-0.8	-0.4	-542.25	-186.55
C	1355.62	925.88	-0.5	-0.4	-135.56	-124.99
D	1355.62	430.23	0.8	-0.4	1626.74	699.55
E	1355.62	430.23	-0.3	-0.4	-135.56	58.08

➤ **Direction du vent V2 :**

Tableau III.7 : Valeurs de la pression $W(\text{N/m}^2)$ pour la paroi verticale (sens V2).

Zone	q_p (N/m ²)	Surface (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(\text{N/m}^2)$	Force (kN)
A'	1355.62	271.22	-1	+0.02	-1382.73	-374.83
B'	1355.62	159.01	-0.8	+0.02	-111.61	-17.64
D	1355.62	1356.11	+0.8	+0.02	1057.38	1433.4
E	1355.62	1356.11	-0.3	+0.02	-433.8	-587.2

Conclusion :

D'après les résultats trouvés ci-dessus, l'effort tranchant à la base est :

$$V_x^{\max} = 699.55 \text{ kN}$$

$$V_y^{\max} = 1433.4 \text{ kN}$$

Chapitre IV

Etude des éléments
secondaires

VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre on procède au calcul des éléments secondaires tels que les escaliers et l'acrotère.

VI.2. Etude des escaliers :**VI.2.1. Introduction :**

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle le giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h), il se compose de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marches : elles peuvent être encastrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons

VI.2.2 Choix des dimensions :

D'après la loi de BLONDEL et pour garantir un confort d'escalier optimal on doit satisfaire les conditions suivantes :

- H : hauteur de la marche $16.5 \text{ cm} \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$; on prend **H = 17 cm**
- G (giron) : Largeur de la marche $27 \text{ cm} \leq H \leq 30 \text{ cm}$; on prend **G = 27 cm**
- h : hauteur d'étage : **h = 3.23 m**

$$60 \leq 2H + G \leq 64 \rightarrow 60 \leq 61 \leq 64 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{D'où } N \text{ (nombre de marches)} = \frac{h}{H} \rightarrow N = \frac{323}{17} \rightarrow \text{N} = \mathbf{19 \text{ marches par niveau}}$$

La figure ci-dessous montre les dispositions et les dimensions des différents éléments constituant les escaliers :

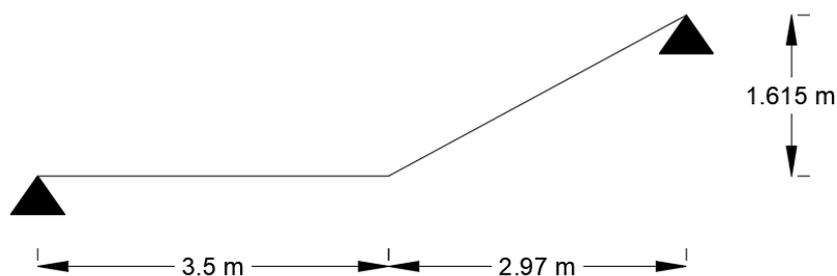


Figure IV.1 : Schéma illustrant des escaliers.

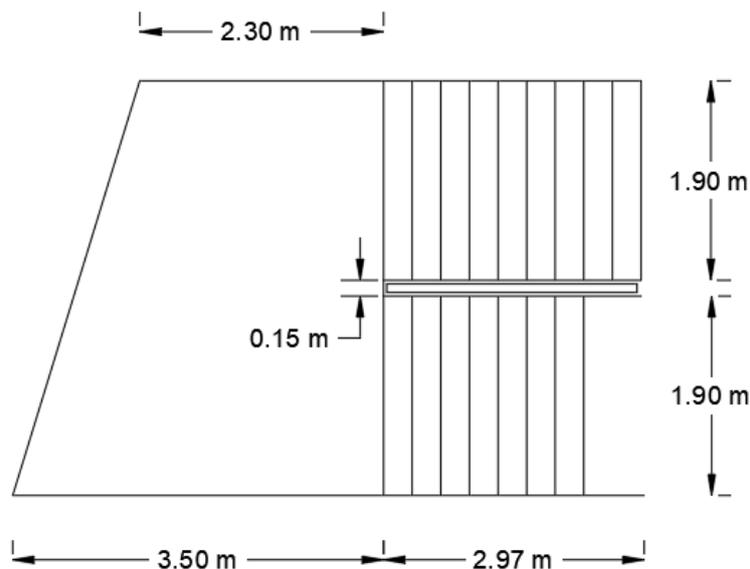


Figure IV.2 : Vue en plan de l'escalier.

VI.2.3 Dimensionnement des limons :

➤ Evaluation des charges : [7]

- Tôle striée ($e = 0.5 \text{ cm}$) : $0.005 \times 78.5 = 0.47 \text{ kN/m}^2$
- Béton ($e = 7 \text{ cm}$) : $0.07 \times 25 = 1.75 \text{ kN/m}^2$
- Chape : 0.4 kN/m^2
- Grés cérame : 0.28 kN/m^2
- Garde-corps : 1 kN/ml

$$\rightarrow G = 2.9 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q_{\text{esq}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul de l'angle :

$$\tan \alpha = \frac{1.615}{2.97} \rightarrow \tan \alpha = 0.543 \rightarrow \alpha = 28.53^\circ$$

➤ Charges revenant au limon :

$$G_1 = 2.9 \times \frac{1.9}{2} + 1 \rightarrow G_1 = 3.755 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 = 2.9 \times \frac{1.9}{2} \rightarrow G_2 = 2.755 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times \frac{1.9}{2} \rightarrow Q = 2.375 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser\ 1} = 3.755 + 2.375 \rightarrow Q_{ser\ 1} = 6.13 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser\ 2} = 2.755 + 2.375 \rightarrow Q_{ser\ 2} = 5.13 \text{ kN/ml}$$

La figure ci-dessous montre la charge revenant au limon :

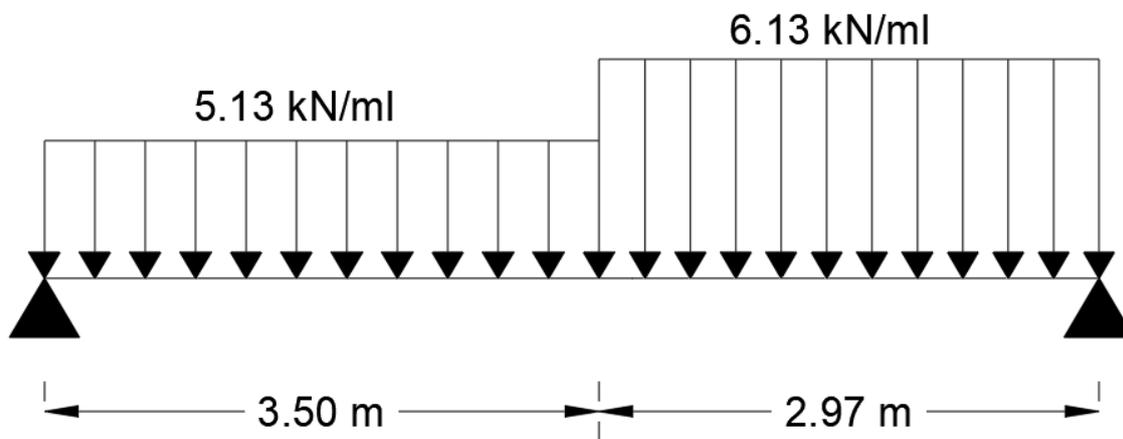


Figure IV.3 : Schéma statique de l'escalier.

Pour être en sécurité et afin de simplifier nos calculs on prendra :

$$Q_{eq} = \max(Q_{ser\ 1} ; Q_{ser\ 2}) \rightarrow Q_{eq} = 6.13 \text{ kN/ml}$$

- **Dimensionnement par la condition de la flèche :**

$$L = 6.47 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 6.13 \times 6.47^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow I_y \geq 2573.55 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés, on prend un UPN 220 $\Rightarrow I_y = 2690 \text{ cm}^4$

- Les combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times (G_p + G) + 1.5 \times Q$$

$$\rightarrow q_u = \mathbf{9.03 \text{ Kn/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G_p + G + Q_{eq}$$

$$\rightarrow q_{ser} = \mathbf{6.42 \text{ Kn/ml}}$$

- **Vérification du moment fléchissant : [1]**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{9.03 \times 6.47^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 47.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{292 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 73 \text{ kN.m}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : [1]**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{9.03 \times 6.47}{2} \rightarrow V_{sd} = 29.21 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{20.62 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 297.62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 29.21 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 297.62 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 297.62 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 148.81 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 29.21 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 148.81 \text{ Kn} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant}$$

- **Vérification de la flèche : [1]**

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{6.42 \times 6470^4}{2.1 \times 10^5 \times 2690 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 25.93 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{6470}{250} \Rightarrow f_{adm} = 25.88 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 25.93 \text{ mm} > f_{adm} = 25.83 \text{ mm} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On opte pour un UPN 240 $\rightarrow I_y = 3600 \text{ cm}^4$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{6.42 \times 6470^4}{2.1 \times 10^5 \times 3600 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 19.38 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 19.38 \text{ mm} < f_{adm} = 25.88 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.4 Dimensionnement de la cornière de marche :

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, d'où $I_y = 2I_y$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation. On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

- **Dimensionnement :**

Condition de la flèche à l'ELS :

$$G_{\text{marche}} = 2.9 \times \left(\frac{0.27}{2}\right) = 0.39 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{marche}} = 2.5 \times \left(\frac{0.27}{2}\right) = 0.34 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = G_{\text{marche}} + Q_{\text{marche}} \rightarrow Q_{\text{ser}} = 0.73 \text{ Kn/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.73 \times 1900^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow I_y \geq 7.76 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à aile égale L50x50x6 [Annexe B]

$$I_y = I_z = 12.84 \text{ cm}^4 ; G_{L50} = 4.47 \text{ KG/ml}$$

$$W_{el,y} = W_{pl,y} = 3.61 \text{ cm}^3$$

$$Q_u = 1.35 (G_{\text{marche}} + G_{L50}) + 1.5 Q_{\text{marche}} = 1.1 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant : [1]**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.1 \times 1.9^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 0.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{3.61 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 0.9 \text{ kN.m}$$

→ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant : [1]**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{1.1 \times 1}{2} \rightarrow V_{sd} = 0.55 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e I_y} \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\tau = 34.36 \text{ kN} < \tau' = 158.77 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

VI.2.5. Dimensionnement de la poutre palière :

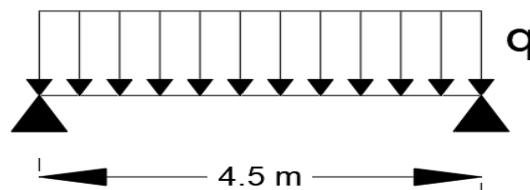


Figure IV.4 : Schéma statique de la poutre palière.

- **Les charges revenant sur la poutre :**

Charge des cloisons : $1.61 \times 1 = 1.61 \text{ kN/ml}$

Charge revenant du palier : $2.9 \times \frac{3.5}{2} = 5.07 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $2.5 \times \frac{3.5}{2} = 4.37 \text{ kN/ml}$

$Q_{\text{ser}} = 1.61 + 5.07 + 4.37 \rightarrow Q_{\text{ser}} = 11.05 \text{ kN/ml}$

$Q_u = 1.35(1.61 + 5.07) + 1.5(4.37) \rightarrow Q_u = 15.57 \text{ kN/ml}$

- **Condition de la flèche :**

$$I_y \geq \frac{5 \times 11.05 \times 4500^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow I_y \geq 1560.84 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPE 200 $\rightarrow I_y = 1943 \text{ cm}^4$

$G_p = 0.22 \text{ kN/ml}$

$Q_u = 1.35 \times 0.22 + 15.57 = 15.87 \text{ kN/ml}$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{\text{sd}} = \frac{15.87 \times 4.5^2}{8} \rightarrow M_{\text{sd}} = 40.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{\text{pl,rd}} = \frac{220.6 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{\text{pl,rd}} = 55.15 \text{ kN.m}$$

\rightarrow Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{\text{sd}} = \frac{15.87 \times 4.5}{2} \rightarrow V_{\text{sd}} = 35.64 \text{ kN}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{\text{pl,rd}} = \frac{14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{\text{pl,rd}} = 202.07 \text{ kN}$$

$V_{\text{sd}} = 35.64 \text{ kN} < V_{\text{pl,rd}} = 202.07 \text{ kN}$

\rightarrow Condition vérifiée

$0.5 V_{\text{pl,rd}} = 0.5 \times 202.07 \rightarrow 0.5 V_{\text{pl,rd}} = 101.03 \text{ kN}$

$V_{\text{sd}} = 35.64 \text{ kN} < 0.5 V_{\text{pl,rd}} = 101.03 \text{ kN}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

VI.3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

VI.3.1. Evaluation de charge : [7]

- Charge permanente : Le poids total de l'acrotère **$G=2,29\text{ kN/m}$** .
- Charge d'exploitation : La charge d'exploitation de la main courante : **$Q=1,0\text{KN/m}$** .
- L'action des forces horizontales $Q_h ; (F_p)$: D'après RPA 99 version 2003, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0,25$].

C_p : Facteur de la force horizontale..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p=2,29\text{ kN}$].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,29 = 1,832\text{kN}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,832\text{kN} \\ 1,5Q = 1,50\text{kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,832\text{kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **$G=2,29\text{ kN/ml}$** et **$Q_h=1,832\text{ KN/ml}$**

VI.3.2. Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=15\text{ MPa}$; $c=c'=2\text{ cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

$M_u = 1,64\text{ kN.m}$; $T_u = 2,74\text{kN}$; $N_u = 3,09\text{ kN}$

➤ **Armatures principales :**

- **Calcul du moment fictif M_f :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,65 + 3,09 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,743 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,0169$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,4341 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.3.3. Vérification du ferrailage de l'acrotère :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} = \{1 \text{ cm}^2; 0,88 \text{ cm}^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **4T10** = 2,51 cm²

Avec un espacement : $S_t = \frac{60}{4} = 20 \text{ cm}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq 2h ; 25 \} \rightarrow 20 \leq 20 ; 25 \} \Rightarrow \text{Ok}$$

- **Armatures de répartition :**

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,70}{4} = 0,42 \text{ cm}^2$$

On a choisi **4T10** avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$, On prend $S = 18 \text{ cm}$

VI.3.4. Vérification à l'ELS :

Tableau IV.1 : Les vérifications de l'acrotère à l'ELS.

Contrainte du béton		Contrainte de l'acier		
σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ'_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
0,68 MPa	15 MPa	7,3 MPa	1,2 MPa	250 MPa
OK		OK		

VI.3.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4MPa\} = 3MPa \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{80.10^3} = 0,0343MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots OK$$

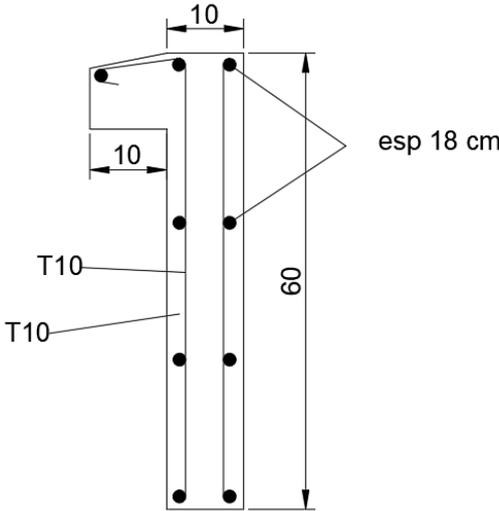


Figure IV.5 : Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre V

Etude dynamique en
zone sismique

V.1. Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ces secousses sismiques, et ce en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2. Objectif de l'étude sismique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximum lors d'un séisme.

V.3. Classification selon RPA99v2003 :

Pour notre cas, et d'après la classification du RPA, la wilaya d'ALGER est classée comme une zone de forte sismicité **ZONE III**.

Notre ouvrage est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne **Groupe 2**, « Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m ».

V.4. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions imposées par le règlement, alors dans notre cas nous avons choisi d'utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4.1. Modélisation de la structure :

➤ Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le bâtiment est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

➤ Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, voiles et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

V.4.2. La méthode modale spectrale :

➤ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ Analyse spectrale :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est en fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω)

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

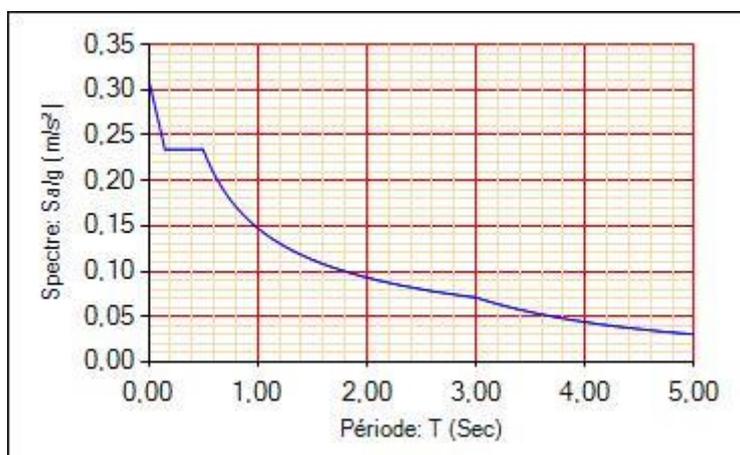


Figure V.1 : Spectre de réponse.

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA99/V2003.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) RPA99/V2003.

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : [3]**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique III} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} A = 0.25$$

D : Facteur d'amplification dynamique.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003**.

$$\text{Catégorie S3 : site meuble} \rightarrow \begin{cases} T1 = 0.15 \text{ sec} \\ T2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$$

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

Avec $\xi = 5\%$ (Portique en acier dense) $\eta = 1$ (**Tableau 4.2 des RPA99/version 2003**).

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

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

Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min (C_T \cdot h_N^{3/4} ; 0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}})$$

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

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

$$h_N = 29.07 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} D_x = 46.65 \text{ m} \\ D_y = 14.8 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \cdot 29.07^{3/4} \rightarrow T = 0.626 \text{ sec}$$

$$\text{Suivant la direction X-X : } T_x = \frac{0.09 \times 29.07}{\sqrt{46.65}} = 0.383 \text{ sec}$$

$$\text{Suivant la direction Y-Y : } T_y = \frac{0.09 \times 29.07}{\sqrt{14.8}} = 0.68 \text{ sec}$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est choisi comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}} \\ 1,3 T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) des RPA 99 v2003**.

On a choisi un $R = 4$ (Mixte Portique / palée triangulées en V).

Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q=1+\Sigma Pq$$

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

Tableau V.1 : Valeurs du facteur de qualité.

Les conditions	Suivant X	Suivant Y
1. Condition minimale sur les files de contreventements	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle des qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	0
	$P_{q_x} = 1.15$	$P_{q_y} = 1.2$

Tableau V.2 : Caractéristique de la force sismique.

Paramètres	Notations	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et Groupe 2	0,25
Pourcentage d'amortissement critique	ξ	Portique en acier dense	5%
Facteur de correction d'amortissement	η	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	1

Catégorie de sol	T_1	Site meuble	0,15
	T_2		0,50
Choix de la période fondamentale	1.3T	$C_T \cdot h_N^{3/4}$ $0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}}$	0.814
	$1,3T_x$		0.498
	$1,3T_y$		0.884
Facteur de qualité	P_{q_x}	$\frac{6}{1 + \sum P_q}$	1,15
	P_{q_y}		1,2
Coefficient de comportement de la structure	R	Mixte portiques/palées triangulaires	4

V.5. Procédure de calculs :

V.5.1. Modèle initial :

Pour ce modèle on a gardé les dimensions telles que calculées dans le pré-dimensionnement et on a proposé une disposition initiale des contreventements pour voir le comportement de la structure.

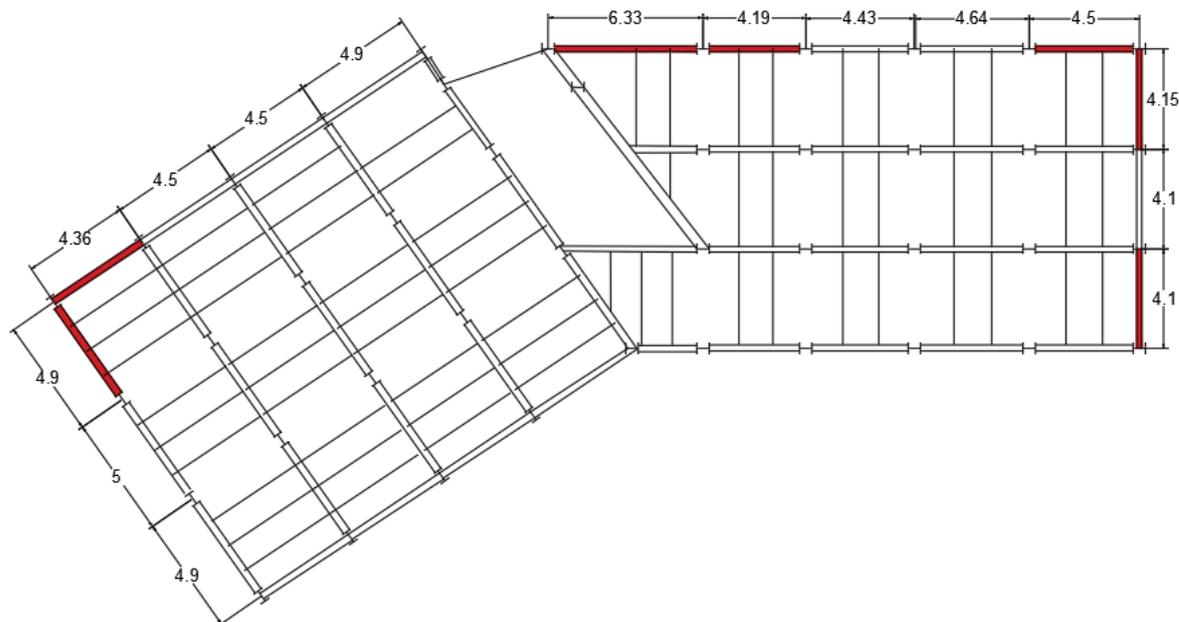


Figure V.2 : Disposition des contreventements pour le modèle initial.

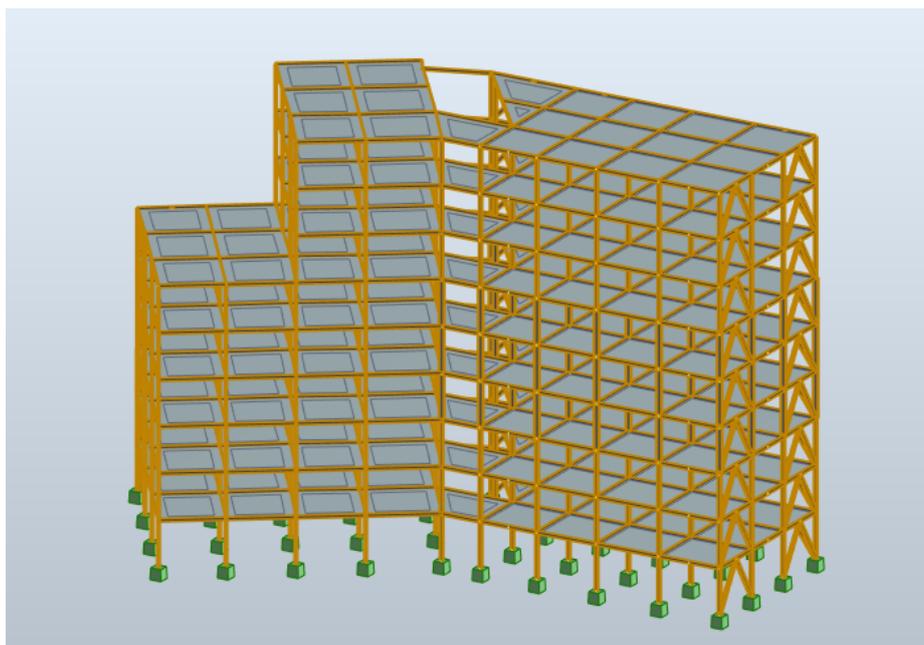


Figure V.3 : Modèle initial « Vue en 3D ».

V.5.2.1. Caractéristique dynamique propre du modèle initial :

Tableau V.3 : Participation massique du modèle initial.

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,84	1,06	40,47	1,06	40,47
2	1,43	39,36	7,76	40,42	48,23
3	0,86	23,61	11,03	64,03	59,26
4	0,65	0,26	12,55	64,29	71,81
5	0,39	0,01	0,29	64,30	72,10
6	0,37	0,37	2,40	64,67	74,50
7	0,35	12,65	6,05	77,32	80,54
8	0,32	0,00	0,01	77,32	80,56
9	0,32	0,00	0,01	77,32	80,57
10	0,32	0,00	0,00	77,33	80,57

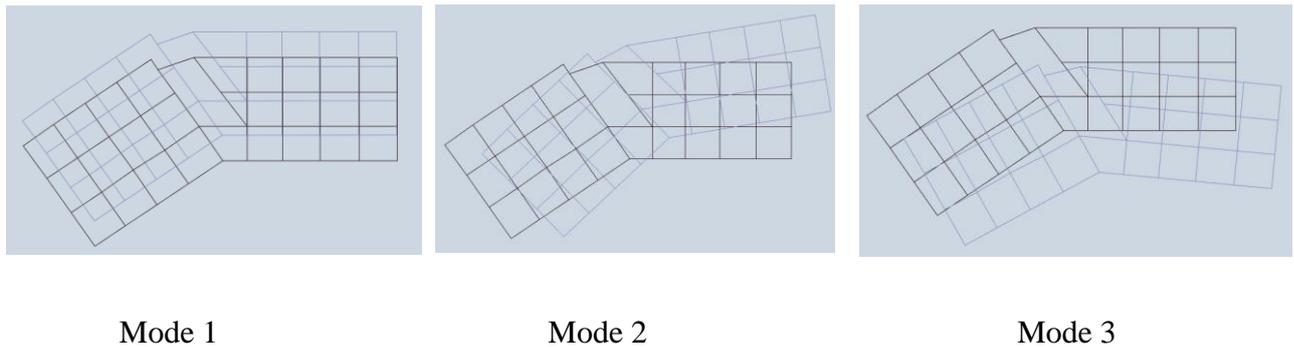


Figure V.4 : La déformée pour les modes du modèle initial.

➤ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode $T_1 = 1.84$ sec.
- La participation massique ne dépasse pas le seuil de 90 % dans le sens X.
- La participation massique ne dépasse pas le seuil de 90 % dans le sens Y.
- Les trois premiers modes sont des modes de torsion.

➤ Interprétation :

- Avec une période de 1.84 sec la structure est trop souple.
- Nous devons changer la disposition des contreventements pour éviter les modes de torsion.
- Il faut augmenter la rigidité de la structure.

V.5.3. 2^{ème} Modèle :

Pour ce modèle on a changé les sections des différents éléments (Poteaux, Poutres) et on a proposé une nouvelle disposition des contreventements afin d'éviter les modes de torsion et aussi pour diminuer la période.

- RDC, 1^{er} et 2^{ème} des poteaux HEA 360.
- 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} des poteaux HEA 340.
- 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} des poteaux HEA 320.
- Des poutres HEA 300.
- Les contreventements double UPN 280.

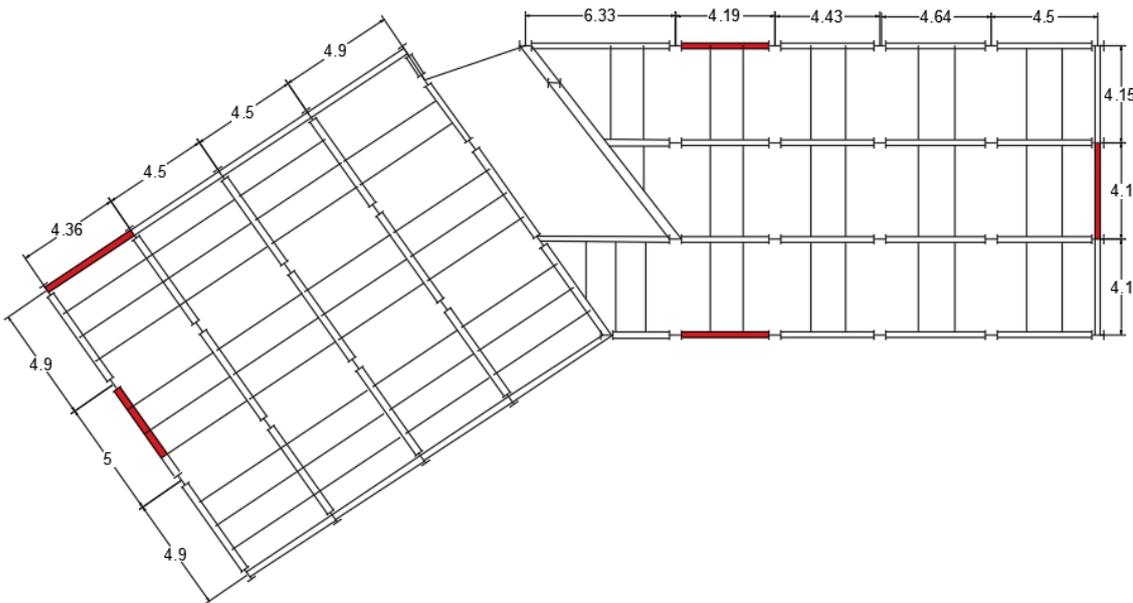


Figure V.5 : Disposition des contreventements pour le 2^{ème} modèle.

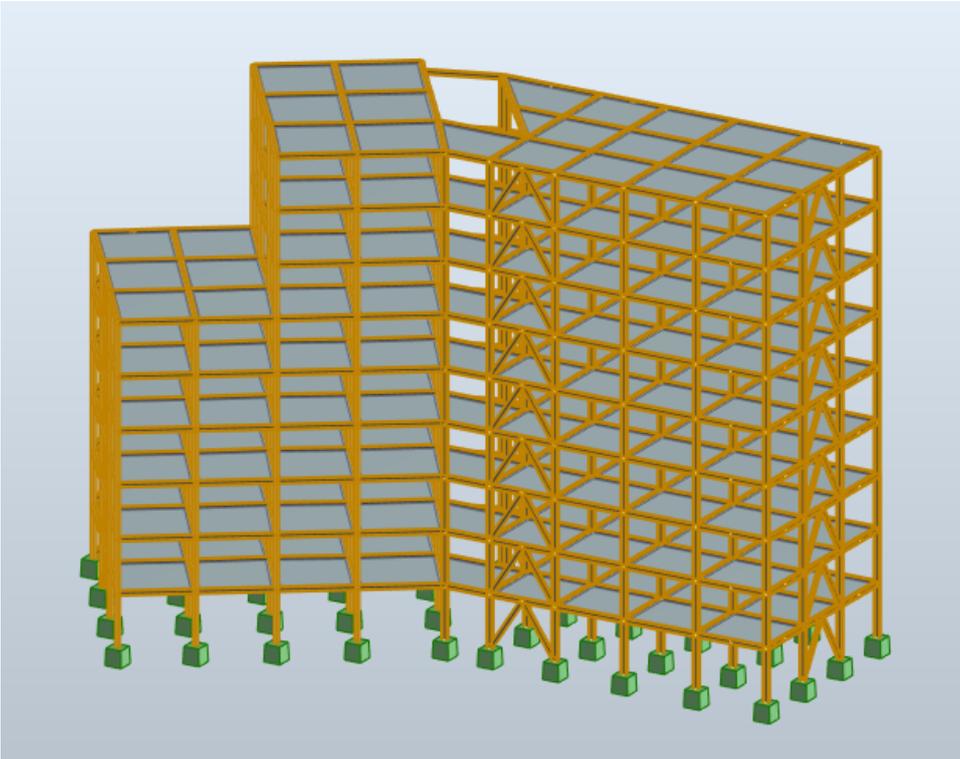


Figure V.6 : 2^{ème} modèle « Vue en 3D ».

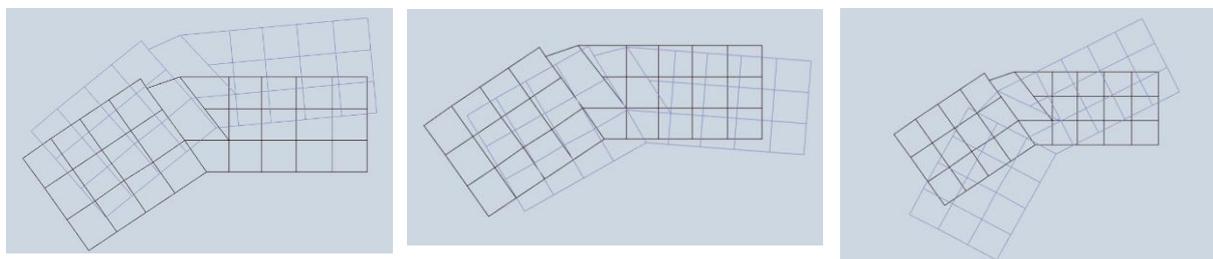
V.5.2.1. Caractéristique dynamique propre du 2^{ème} modèle :

Tableau V.4 : Participation massique du 2^{ème} modèle.

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,10	1,16	65,51	1,16	65,51
2	0,88	67,50	0,63	68,67	66,14
3	0,67	2,04	3,09	70,71	69,23
4	0,40	0,06	14,75	70,76	83,97
5	0,29	15,47	0,04	86,23	84,01
6	0,26	0,76	3,10	86,99	87,11
7	0,19	0,11	6,25	87,10	93,35
8	0,15	7,07	0,01	94,17	93,36
9	0,14	0,03	2,31	94,20	95,67
10	0,13	0,01	0,01	94,21	95,68

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

- Une période fondamentale : $T = 1.10$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Mode 1

Mode 2

Mode 3

Figure V.7 : La déformée pour les modes du 2^{ème} modèle.

V.5.2.2. Choix de la période fondamentale de la structure :

- **Sens X-X :** $T_{Analytique} = 1.1 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,383 = 0,498 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,383 = 0,498 \text{ Sec}$.

- **Sens Y-Y :** $T_{Analytique} = 1.1 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,626 = 0.814 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 0.814 \text{ Sec}$.

V.5.3.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

- **Sens X-X :** $T = 0,498 \text{ Sec} < 0,5 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1 = 2.5$

- **Sens Y-Y :** $T = 0.80 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0.814}\right)^{2/3} = 1.806$

$$D_x = 2.5 \quad \text{et} \quad D_y = 1,806$$

V.5.2.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

$$\text{D'après ROBOT on obtient : } \begin{cases} W = 24308.24 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 2724.10 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^y = 2458.22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,15 \times 24308.24}{4} = 4367.88 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V_{stq.}^x = 3494.31 \text{ KN} \\ V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 1,806 \times 1,2 \times 24308.24}{4} = 3292.55 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V_{stq.}^y = 2634.04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0,8 V_{stq.}^x = 3494.31 \text{ KN} > V_{dyn.}^x = 2724.10 \text{ KN} \rightarrow R_x = 1.28 > 1,0$$

$$0,8 V_{stq.}^y = 2634.04 \text{ KN} > V_{dyn.}^y = 2458.22 \text{ KN} \rightarrow R_y = 1.07 > 1,0$$

V.5.2.5. Vérification des déplacement inter étage : [3]

Selon le *RPA99 version 2003*, il faut vérifier la condition suivante : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h$

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Où : h_e : la hauteur d'étage,

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques,

R : coefficient de comportement,

Tableau V.5 : Vérifications des déplacements inter étage pour le 2^{ème} modèle.

Etage	δ_{eK}^x (Cm)	δ_{eK}^y (Cm)	δ_K^x (Cm)	δ_K^y (Cm)	Δ_K^x (Cm)	Δ_K^y (Cm)	$\bar{\Delta}$ (Cm)	Obs	Obs
8 ^{ème}	4,15	5,90	21,25	25,25	2,15	2,65	3,23	CV	CV
7 ^{ème}	3,73	5,28	19,10	22,60	2,56	3,21	3,23	CV	CV
6 ^{ème}	3,23	4,53	16,54	19,39	3,07	4,50	3,23	CV	CNV
5 ^{ème}	2,63	3,48	13,47	14,89	2,71	2,99	3,23	CV	CV
4 ^{ème}	2,10	2,78	10,75	11,90	2,82	3,00	3,23	CV	CV
3 ^{ème}	1,55	2,08	7,94	8,90	2,66	2,99	3,23	CV	CV
2 ^{ème}	1,03	1,38	5,27	5,91	2,30	2,57	3,23	CV	CV
1 ^{er}	0,58	0,78	2,97	3,34	1,95	2,14	3,23	CV	CV
RDC	0,2	0,28	1,02	1,20	1,02	1,20	3,23	CV	CV

➤ Constatation :

- Les déplacements inter étages ne sont pas vérifiés, donc nous devons ajouter des contreventements dans le sens Y.

V.5.3. Modèle final :

Pour ce modèle on a proposé une nouvelle disposition des contreventements et on a gardé les mêmes sections telles que le modèle précédent :

- RDC, 1^{er} et 2^{ème} des poteaux HEA 360.
- 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} des poteaux HEA 340.
- 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} des poteaux HEA 320.
- Des poutres HEA 300.
- Les contreventements double UPN 280.

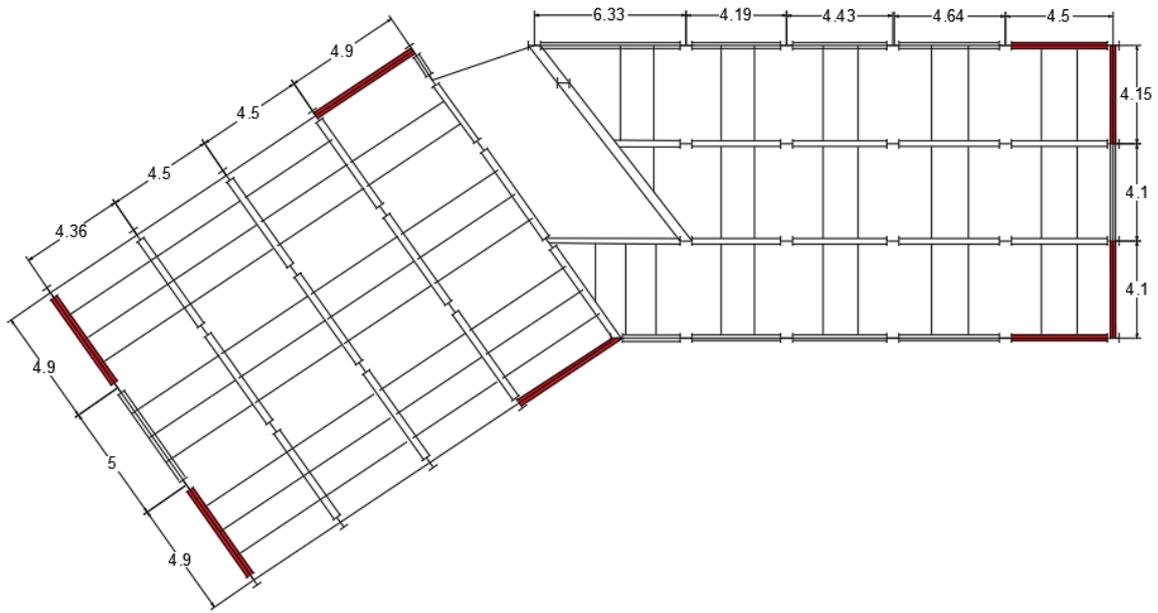


Figure V.8 : Disposition des contreventements pour le modèle final.

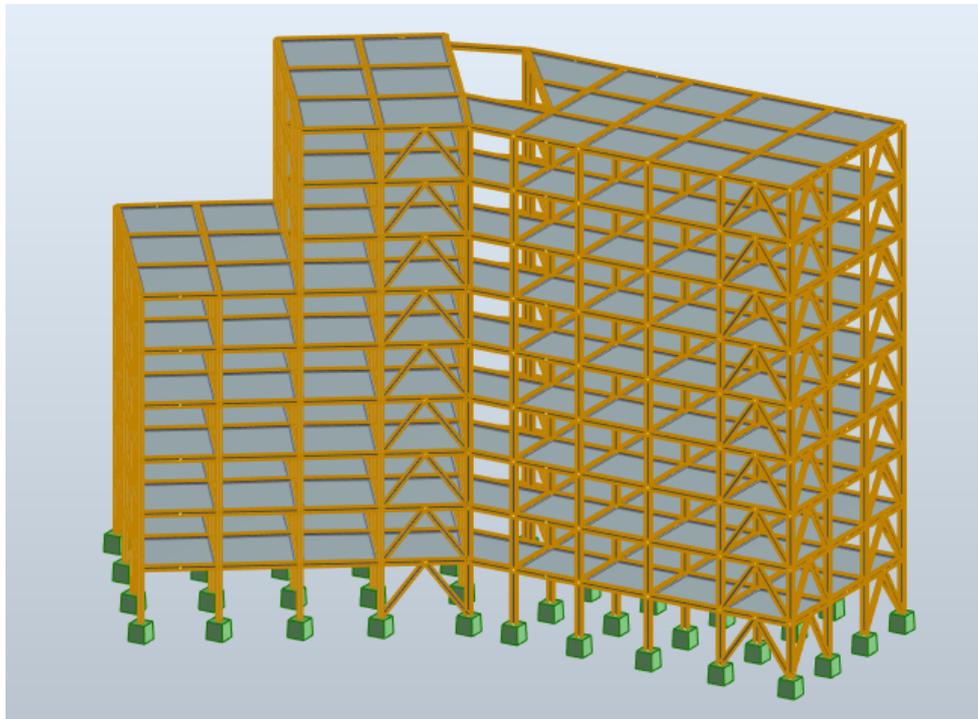


Figure V.9 : Modèle final « Vue en 3D ».

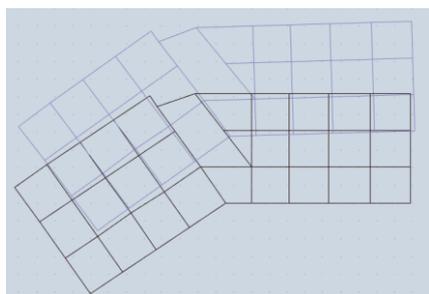
V.5.3.1. Caractéristique dynamique propre du modèle final :

Tableau V.6 : Participation massique du modèle final.

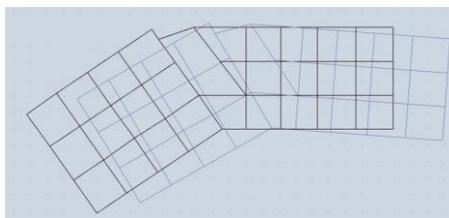
Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	0,90	0,07	66,79	0,07	66,79
2	0.8	68.22	0.00	68.29	66.80
3	0.53	1.29	0.20	69.58	67.00
4	0.32	0.97	15.03	70.55	82.03
5	0.25	17.11	1.41	87.65	83.43
6	0.19	0.23	4.36	87.89	87.77
7	0.15	0.51	5.52	88.40	93.29
8	0.13	0.65	0.03	89.05	93.32
9	0.13	4.85	0.33	93.90	93.65

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

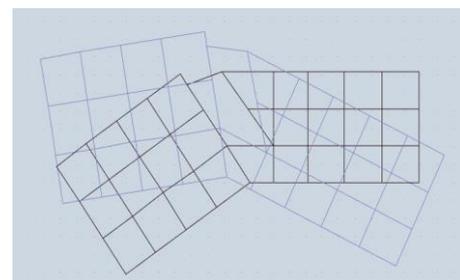
- Une période fondamentale : $T = 0.90$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Figure V.10 : La déformée pour les modes du modèle final.

V.5.3.2. Choix de la période fondamentale de la structure :

- **Sens X-X :** $T_{Analytique} = 0.9 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,383 = 0,498 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,383 = 0,498 \text{ Sec}$.

- **Sens Y-Y :** $T_{Analytique} = 0.90 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,626 = 0.814 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 0.814 \text{ Sec}$.

V.5.3.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

- **Sens X-X :** $T = 0,498 \text{ Sec} < 0,5 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1 = 2.5$

- **Sens Y-Y :** $T = 0.80 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0.814}\right)^{2/3} = 1.806$

$$D_x = 2.5 \quad \text{et} \quad D_y = 1,806$$

V.5.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

$$\text{D'après ROBOT on obtient :} \begin{cases} W = 24941.52 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 2995.71 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^y = 2833.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 2.5 \times 1,15 \times 24941.52}{4} = 4481.68 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V_{stq.}^x = 3585.34 \text{ KN} \\ V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 1,806 \times 1,2 \times 24941.52}{4} = 3378.32 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V_{stq.}^y = 2702.66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0,8 V_{stq.}^x = 3585.34 \text{ KN} > V_{dyn.}^x = 2995.71 \text{ KN} \rightarrow R_x = 1.19 > 1,0$$

$$0,8 V_{stq.}^y = 2702.66 \text{ KN} < V_{dyn.}^y = 2833.03 \text{ KN} \rightarrow R_y = 0.95 < 1,0$$

V.5.3.5. Vérification des déplacements inter étages :

Selon le **RPA99 version 2003**, il faut vérifier la condition suivante : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h$

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Où : h_e : la hauteur d'étage,

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques,

R : coefficient de comportement,

Tableau V.7 : Vérifications des déplacements inter étage pour le modèle final.

Etage	δ_{eK}^x (Cm)	δ_{eK}^y (Cm)	δ_K^x (Cm)	δ_K^y (Cm)	Δ_K^x (Cm)	Δ_K^y (Cm)	$\bar{\Delta}$ (Cm)	Obs	Obs
8 ^{ème}	3.7	4.68	17.61	18.7	1.9	2.4	3.23	CV	CV
7 ^{ème}	3.3	4.08	15.71	16.3	2.14	2.6	3.23	CV	CV
6 ^{ème}	2.83	3.43	13.45	13.7	2.62	3.0	3.23	CV	CV
5 ^{ème}	2.3	2.68	10.95	10.7	2.26	2.3	3.23	CV	CV
4 ^{ème}	1.83	2.1	8.69	8.4	2.26	2.3	3.23	CV	CV
3 ^{ème}	1.35	1.53	6.43	6.1	2.14	2.1	3.23	CV	CV
2 ^{ème}	0.9	1	4.28	4	1.9	1.9	3.23	CV	CV
1 ^{er}	0.5	0.53	2.38	2.1	1.54	1.4	3.23	CV	CV
RDC	0.18	0.18	0.83	0.7	0.83	0.7	3.23	CV	CV

V.5.3.6. Vérification du coefficient de comportement :

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, (R= 4 alors Structure mixte Portique – Contreventement), le RPA99 version 2003, préconise de justifier que :

- **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les palées de contreventement :**

L'effort normal total à la base de la structure :

$$P_{total} = 30161.65 \text{ KN}$$

L'effort normal total reprise par les palées de contreventement :

$$P_{CV} = 402.31 \text{ KN}$$

Rapport : $P_{CV}/P_{total} = 1.33 \% < 20 \%$ D'où la condition est vérifiée.

- **Pourcentage des efforts tranchant dus aux charges horizontales reprise par les portiques :**

Tableau V.8 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage.

Etage	Effort tranchant Total		Effort tranchant Portiques		Ratio %		Obs > 25 X-X	Obs > 25 Y-Y
	V _X [KN]	V _Y [KN]	V _X [KN]	V _Y [KN]	X	Y		
8 ^{ème}	1125,15	783.07	589,80	467.31	52,42	59.68	OK	OK
7 ^{ème}	1504,65	1231.43	956,99	744.78	63,60	60.48	OK	OK
6 ^{ème}	1927,40	1561.40	1238,72	959.14	64,27	61.43	OK	OK
5 ^{ème}	2366,40	1898.18	1530,41	1164.12	64,67	61.33	OK	OK
4 ^{ème}	2746,30	2200.00	1793,20	1350.54	65,30	61.39	OK	OK
3 ^{ème}	3059,38	2445.71	2020,94	1515.12	66,06	61.95	OK	OK
2 ^{ème}	3311,40	2638.17	2216,72	1658.19	66,94	62.85	OK	OK
1 ^{èr}	3496,88	2772.54	2373,27	1776.80	67,87	64.09	OK	OK
RDC	3585,26	2833.03	2448,78	1845.27	68,30	65.13	OK	OK

V.5.3.7. Vérification de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \quad \text{avec} \quad P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

h_k : hauteur d'étage 'K'.

Tableau V.9 : Vérification de l'effet P- Δ .

Etage	P _k [KN]	Δ_k		V _k		h _k [cm]	Θ (%)		Obs < 10%
		Sens x	Sens y	Sens x	Sens y		Sens x	Sens y	
8 ^{ème}	3448.16	1.9	2.4	1125,15	783.07	323	1,80	3,27	OK
7 ^{ème}	4925.96	2.14	2.6	1504,65	1231.43	323	2,17	3,22	OK
6 ^{ème}	7147.75	2.62	3.0	1927,40	1561.40	323	3,01	4,25	OK
5 ^{ème}	10239.45	2.26	2.3	2366,40	1898.18	323	3,03	3,84	OK
4 ^{ème}	13173.43	2.26	2.3	2746,30	2200.00	323	3,36	4,26	OK
3 ^{ème}	16107.41	2.14	2.1	3059,38	2445.71	323	3,49	4,28	OK
2 ^{ème}	19051.32	1.9	1.9	3311,40	2638.17	323	3,38	4,25	OK
1 ^{er}	21995.23	1.54	1.4	3496,88	2772.54	323	3,00	3,44	OK
RDC	24941.52	0.83	0.7	3585,26	2833.03	323	1,83	1,96	OK

Chapitre VI

Vérifications des éléments de l'ossature

VI.1. Introduction :

Les structures métalliques sont pour la plupart du temps constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

Le flambement : La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'ils sont soumis à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

Le déversement : C'est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

VI.2. Vérification des poteaux :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

- Une compression maximale, un moment $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant.
- Un moment $M_{sd,y}$ maximal, une compression N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondant.
- Un moment $M_{sd,z}$ maximal, une compression N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondant.

VI.2.1. Vérification de la stabilité des poteaux au flambement composé :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0,8G \pm E \quad ; \quad 1.35G + 1.5Q$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{classe 1.}$$

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \cdot \beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \leq 0,90$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

VI.2.1.1. Exemple de calcul (Niveau RDC) :

$N^{\max} = 2023.97 \text{ Kn}$; $M_{sd,y}^{\text{cor}} = 50.49 \text{ Kn.m}$;

$M_{sd,z}^{\text{cor}} = 0.92 \text{ Kn.m}$

- **Sens Y-Y :**

$K_C^{\text{HEA } 360} = K_{C,1}^{\text{HEA } 360} = \frac{33090}{323} = 102.45 \text{ cm}^3$;

$K_{b,11}^{\text{HEA } 300} = K_{b,12}^{\text{HEA } 300} = \frac{18260}{457} = 39,69 \text{ cm}^3$;

$K_{C,2} = 0$; $K_{b,21} = K_{b,22} = 0$;

$\eta_1 = \frac{(2 \times 102.45)}{(2 \times 102.45) + (2 \times 39.69)} = 0.719$

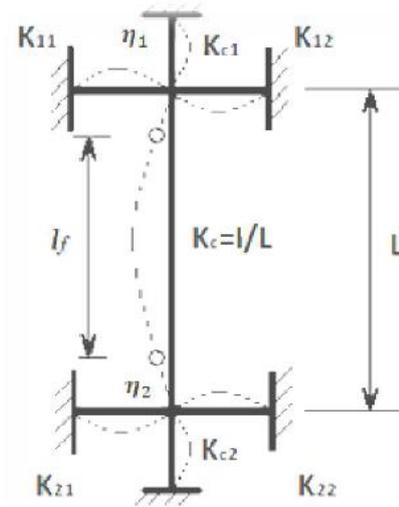


Figure VI.1 : La rigidité des poteaux.

$\eta_2 = 0$ encastrement.

La longueur du flambement pour une structure a nœuds fixes :

$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,719)}{2 - (0,364 \times 0,719)} \right] \times 3,23 \rightarrow L_{f,y} = 2.05 \text{ m}$

- **Sens Z-Z :**

$K_C^{\text{HEA } 360} = K_{C,1}^{\text{HEA } 360} = \frac{7887}{323} = 24.42 \text{ cm}^3$;

$K_{b,11}^{\text{HEA } 300} = K_{b,21}^{\text{HEA } 300} = \frac{6310}{457} = 13.81 \text{ cm}^3$;

$K_{C,2} = 0$; $K_{b,21} = K_{b,22} = 0$;

$\eta_1 = \frac{(2 \times 24.42)}{(2 \times 24.42) + (2 \times 13.81)} = 0,638$ et $\eta_2 = 0$ encastrement.

$L_{f,z} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,638)}{2 - (0,364 \times 0,638)} \right] \times 3,23 \rightarrow L_{f,z} = 2 \text{ m}$

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{205}{15,22} = 13.46 \quad \rightarrow \quad \lambda_y = \frac{13.46}{93,91\varepsilon} = 0,15 < 0,2 \text{ alors il y a pas risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{200}{7.43} = 26.91 \quad \rightarrow \quad \lambda_z = \frac{26.91}{93,91\varepsilon} = 0,3 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement.}$$

$$B_{Mz} = 1.8 - 0.7\Psi \rightarrow B_{Mz} = 1.67$$

$$\text{Avec } \Psi_z = 0.183$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi_z = 0.5 [1 + 0.49(0.3 - 0.2) + 0.3^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 0.569$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X_z = \frac{1}{0.569 + \sqrt{0.569^2 - 0.3^2}} \rightarrow X_z = 0.95$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2. \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \leq 0,90 \rightarrow \mu_z = 0.327$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \rightarrow K_z = 0.822$$

$$B_{My} = 1.8 - 0.7\Psi \rightarrow B_{My} = 1.67$$

$$\text{Avec } \Psi_y = 0.183$$

$$X_y = 1$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2. \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0,90 \rightarrow \mu_z = 0.065$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \rightarrow K_y = 0.966$$

$$\frac{2023 \times 10^3}{0.95 \frac{1428 \times 10^2 \times 275}{1.1}} + \frac{0.96 \times 50.49 \times 10^6}{\frac{2088 \times 10^3 \times 275}{1.1}} + \frac{0.822 \times 0.92 \times 10^6}{\frac{802.3 \times 10^3 \times 275}{1.1}} = 0.693 < 1$$

→ Condition vérifiée

VI.2.1.2. Vérification des autres poteaux :- Cas : N^{\max} , $M_{sd,y}^{\text{cor}}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.

Etage	Combinaison	N^{\max}	$M_{sd,y}^{\text{cor}}$	$M_{sd,z}^{\text{cor}}$
8 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	229.84	16.45	-5.49
7 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	406.69	14.43	-4.92
6 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	587.23	13.37	-3.65
5 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	770.98	9.52	-2.25
4 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	956.90	8.54	-1.70
3 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	1145.79	6.57	-1.1
2 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	1337.91	5.70	-0.64
1 ^{er}	G + Q + Sx	1536.70	-51.51	2.51
RDC	G + Q + Sx	2026.98	-62.49	0.92

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI.2 : Vérification au flambement par flexion pour N^{\max} .

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		L_{fy}	L_{fz}	X_{\min}	K_y	K_z		
8 ^{ème}	HEA 320	2424,76	2373,95	0.91	0.98	0.93	0.15	CV
7 ^{ème}	HEA 320	2424,76	2373,95	0.91	0.96	0.88	0.20	CV
6 ^{ème}	HEA 320	2459,96	2385,09	0.91	0.95	0.83	0.25	CV
5 ^{ème}	HEA 340	2496,02	2396,72	0.91	0.93	0.80	0.28	CV
4 ^{ème}	HEA 340	2496,02	2396,72	0.91	1.06	1.03	0.34	CV
3 ^{ème}	HEA 340	2530,49	2411,30	0.91	1.03	1.07	0.40	CV
2 ^{ème}	HEA 360	2564,19	2422,31	0.91	1.07	1	0.42	CV
1 ^{er}	HEA 360	2564,19	2422,31	0.91	0.99	0.84	0.58	CV
RDC	HEA 360	2052,16	1996,72	0.94	0.98	0.82	0.72	CV

- Cas : , $M_{sd,y}^{\max}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$ N^{cor} :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Efforts internes des poteaux sous M_{sdy}^{max} pour chaque niveau.

Etage	Combinaison	$M_{sd,y}^{max}$	N^{cor}	$M_{sd,z}^{cor}$
8 ^{ème}	G + Q + Sx	98.78	120.48	17.63
7 ^{ème}	G + Q + Sy	80.90	165.43	21.27
6 ^{ème}	G + Q + Sy	96.71	435.12	26.14
5 ^{ème}	G + Q + Sx	83.19	145.06	5.13
4 ^{ème}	G + Q + Sx	79.78	450.87	2.03
3 ^{ème}	G + Q + Sx	74.81	544.93	1.40
2 ^{ème}	G + Q + Sx	76.79	589.70	21.65
1 ^{er}	G + Q + Sx	61.07	70557	17.02
RDC	G + Q + Sx	62.49	2026.98	0.92

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI.4 : Vérification au flambement par flexion pour M_{sdy}^{max} .

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		L_{fy}	L_{fz}	X_{min}	K_y	K_z		
8 ^{ème}	HEA 320	2424,76	2373,95	0.91	1	0.99	0.35	CV
7 ^{ème}	HEA 320	2424,76	2373,95	0.91	0.99	0.98	0.38	CV
6 ^{ème}	HEA 320	2459,96	2385,09	0.91	0.99	0.93	0.48	CV
5 ^{ème}	HEA 340	2496,02	2396,72	0.91	0.99	0.97	0.25	CV
4 ^{ème}	HEA 340	2496,02	2396,72	0.91	0.99	0.93	0.33	CV
3 ^{ème}	HEA 340	2530,49	2411,30	0.91	0.99	0.92	0.34	CV
2 ^{ème}	HEA 360	2564,19	2422,31	0.91	0.99	0.92	0.43	CV
1 ^{er}	HEA 360	2564,19	2422,31	0.91	0.99	0.93	0.41	CV
RDC	HEA 360	2052,16	1996,72	0.94	0.98	0.82	0.72	CV

- Cas : , $M_{sd,z}^{max}$, $M_{sd,y}^{cor}$ N^{cor} :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Efforts internes des poteaux sous M_{sdz}^{max} pour chaque niveau.

Etage	Combinaison	$M_{sd,z}^{max}$	N^{cor}	$M_{sd,y}^{cor}$
8 ^{ème}	G + Q + Sy	55.41	137.41	-9.73
7 ^{ème}	G + Q + Sy	58.81	246.34	-12.39
6 ^{ème}	G + Q + Sy	60.77	357.18	-16.42
5 ^{ème}	G + Q + Sy	51.03	476.29	-5.55
4 ^{ème}	G + Q + Sy	49.97	576.98	-5.19
3 ^{ème}	G + Q + Sy	46.31	688.66	-5.68
2 ^{ème}	G + Q + Sy	42.39	802.24	-7.14
1 ^{er}	G + Q + Sy	33.80	917.72	-9.35
RDC	G + Q + Sy	17.91	1264.39	-7.20

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI.6 : Vérification au flambement par flexion pour M_{sdz}^{max} .

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		L_{fy}	L_{fz}	X_{min}	K_y	K_z		
8 ^{ème}	HEA 320	2424,76	2373,95	0.91	0.99	0.98	0.38	CV
7 ^{ème}	HEA 320	2424,76	2373,95	0.91	0.99	0.97	0.44	CV
6 ^{ème}	HEA 320	2459,96	2385,09	0.91	0.99	0.95	0.49	CV
5 ^{ème}	HEA 340	2496,02	2396,72	0.91	1	0.94	0.42	CV
4 ^{ème}	HEA 340	2496,02	2396,72	0.91	0.98	0.93	0.44	CV
3 ^{ème}	HEA 340	2530,49	2411,30	0.91	0.98	0.92	0.46	CV
2 ^{ème}	HEA 360	2564,19	2422,31	0.91	0.97	0.91	0.45	CV
1 ^{er}	HEA 360	2564,19	2422,31	0.91	0.97	0.90	0.45	CV
RDC	HEA 360	2052,16	1996,72	0.94	0.94	0.82	0.46	CV

VI.2.2. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement : [1]**VI.2.2.1. Exemple de calcul (Niveau RDC) :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} ; \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.924$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]}^{0,25} \text{ avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{2564.19}{74.3}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\left[\frac{2564.19}{74.3} \right]^2}{\frac{350}{17.5}} \right] \right]}^{0,25}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 31.32$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{31.32}{86.81} = 0.36 < 0.4 \rightarrow \text{Donc il n'y a pas un risque de déversement}$$

VI.2.2.2. Vérification des autres poteaux :**Tableau VI.7 : Vérification du déversement (Poteaux).**

Etage	Profilé	L_{fy}	L_{fz}	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	OBS < 0.4
RDC	HEA 360	2564,19	2422,31	31.32	0.36	CV
1 ^{er} au 2 ^{ème}	HEA 360	2564,19	2422,31	31.32	0.36	CV
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	HEA 340	2530,49	2411,30	30.82	0.35	CV
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	HEA 320	2459,96	2385,09	30.59	0.35	CV

VI.3. Vérification des poutres :**VI.3.1. Vérification de la poutre principale :**

D'après les résultats extraits du ROBOT on a :

$$M_{sd}^{\max} = 161.46 \text{ kN.m et } V_{sd}^{\max} = 111.75 \text{ kN}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1250 \times 62 \right) \times 10^{-3} = 1097.91 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec} \quad A_a = 11250 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 11250) \times 10^{-3} = 2939.06 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$h_w = h_a - 2r - 2t_f = 290 - (2 \times 21) - (2 \times 14) = 222 \text{ mm}$$

$$R_w = [0.95 \times 222 \times 8.5 \times 275] \times 10^{-3} = 492.91 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

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

$$M_{\text{pl,rd}} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2} \right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + h_p \right)$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 2939.06 \times \left(\frac{290}{2} \right) + 1097.91 \times \left(\frac{62}{2} + 58 \right) = 523.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}}^{\text{max}} = 161.46 \text{ kN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 523.87 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\text{plrd}} = \frac{37.28 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 538.09 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}}^{\text{max}} = 111.75 \text{ kN} < V_{\text{plrd}} = 538.09 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a : $V_{\text{sd}} = 111.75 \text{ KN} < 0,5 V_{\text{pl,rd}} = 269.04 \text{ KN} \implies$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification du déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

VI.3.2. Vérification de la poutre secondaire : [1]

D'après les résultats extraits du ROBOT on a :

$$M_{\text{sd}}^{\text{max}} = 104.23 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad V_{\text{sd}}^{\text{max}} = 75.77 \text{ kN}$$

- **Vérification du moment fléchissant : [1]**

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1235 \times 62 \right) \times 10^{-3} = 1084.74 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec} \quad A_a = 11250 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 11250) \times 10^{-3} = 2939.06 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$h_w = h_a - 2r - 2t_f = 290 - (2 \times 21) - (2 \times 14) = 222 \text{ mm}$$

$$R_w = [0.95 \times 222 \times 8.5 \times 275] \times 10^{-3} = 492. \text{KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

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

$$M_{\text{pl,rd}} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2} \right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + h_p \right)$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 2939.06 \times \left(\frac{290}{2} \right) + 1084.74 \times \left(\frac{62}{2} + 58 \right) = 522.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}}^{\text{max}} = 104.23 \text{ kN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 522.71 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\text{plrd}} = \frac{37.28 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 538.09 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}}^{\text{max}} = 75.77 \text{ kN} < V_{\text{plrd}} = 538.09 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a : $V_{\text{sd}} = 75.77 \text{ KN} < 0,5 V_{\text{pl,rd}} = 269.04 \text{ KN} \implies$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification du déversement : [1]**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure alors elle ne risque pas de se déverser.

➤ **Calcul des connecteurs pour les poutres :**

$$\text{Type goujons : } \left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 95 \text{ mm.} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

- Détermination de la résistance au cisaillement :

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left(0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right) \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon}$$

$$0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon}$$

Avec :

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas :

$$\alpha = 1 \quad \text{car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Influence du sens du bac d'acier :

K_t : Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujons par nervure} = 1 \\ h_p = 58 \text{ mm} ; h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 207 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{101}{58} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0.77$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 k_t doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0.77 \quad \rightarrow \quad P_{rd} = 56.31 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L :**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (2939.06 ; 1084.74) \rightarrow R_L = 1084.74 \text{ KN}$$

- **Nombre de connecteurs : par demi-portée :**

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}} \rightarrow n = \frac{1084.74}{56.31} \rightarrow n = 19.26 \text{ on prend } 20$$

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

$$e_{\min} = \frac{L}{n-1} \rightarrow e_{\min} = \frac{2500}{20-1} \rightarrow e_{\min} = 131.58 > 95$$

Donc on prend 40 connecteurs avec un espacement de 130 mm sur toute la longueur de la poutre.

VI.4. Vérification des palées de stabilité : [1]

Les vérifications doivent être faites sous la combinaison $G + Q \pm 1.25 E$.

VI.4.1. Suivant la direction Y-Y (double UPN 280) :

$$N_{Sd}^{max} = 798.32 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 801.05 \text{ KN (compression)}$$

- **Vérification à la traction**

$$N_{Sd}^{max} = 798.32 \text{ KN (traction)} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 10660 \times 2 \times \frac{275}{1,1} = 5330 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} < N_{trd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification à la compression :**

Il faut vérifier que : $N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$L_0 = 3,84 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

• **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{max} = 800,97 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$l_{fy,z} = l_0 = 3,84 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{384}{10,9} = 35,22 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{35,22}{93,91\varepsilon} = 0,4 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{384}{2,74} = 140,14 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{140,14}{93,91\varepsilon} = 1,61 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\left. \begin{array}{l} h/b = 2,94 > 1,2 \\ t_f = 15 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Z-Z} \quad \textcircled{\text{b}} \quad \longrightarrow \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,34 (1,61 - 0,2) + (1,61)^2] = 2,03 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{2,03 + \sqrt{2,03^2 - 1,61^2}} = 0,306 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,306 \times 2 \times 1 \times 10660 \times \frac{275}{1,1} = 815,49 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 800,97 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1630,98 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

VI.4.2. Suivant la direction X-X (double UPN 280) :

$$N_{Sd}^{max} = 928,63 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 931,28 \text{ KN (compression)}$$

- **Vérification à la traction :**

$$N_{Sd}^{max} = 928,63 \text{ KN (traction)} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 10660 \times 2 \times \frac{275}{1,1} = 5330 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} < N_{trd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification à la compression :**

Il faut vérifier que : $N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$L_0 = 3,94 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

• **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{max} = 931,28 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$l_{fy,z} = l_0 = 3,94 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{394}{10,9} = 36,14 \quad \longrightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{35,22}{93,91\varepsilon} = 0,41 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{394}{2,74} = 143,79 \quad \longrightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{140,14}{93,91\varepsilon} = 1,65 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\left. \begin{array}{l} h/b = 2,94 > 1,2 \\ t_f = 15 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Z-Z} \quad \textcircled{\text{b}} \quad \longrightarrow \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,34 (1,65 - 0,2) + (1,65)^2] = 2,1 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{2,1 + \sqrt{2,1^2 - 1,65^2}} = 0,294 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,294 \times 1 \times 2 \times 10660 \times \frac{275}{1,1} = 1567,02 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 931,28 \text{ KN} > N_{b,Rd} = 1567,02 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Chapitre VII

Les assemblages

VII.1. Introduction :

Un assemblage est un système qui permet de réunir un ou plusieurs éléments métalliques afin d'assurer une continuité entre eux. Ce système peut être soit par boulonnage soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont pour fonction :

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux.
- Créer une liaison de continuité.
- Correspondre au type de liaison adéquat.

VII.2. Les différents modes d'assemblages :

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

VII.2.1. Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est un procédé d'assemblage mécanique démontable, il consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types des boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute résistance. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

VII.2.1.1. Fonctionnement des assemblages :**- Fonctionnement des assemblages par obstacle :**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- Fonctionnement des assemblages par adhérence :

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

VII.2.2. Assemblage par soudure :

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

VII.3. Vérifications des assemblages :

Dans ce chapitre, 5 types d'assemblages sont traités :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage contreventement.

VII.3.1. Vérification de l'assemblage poutre-solive (HEA 300 – IPE 120) : [8]

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 120 = 72 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 80 \text{ mm}$.

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$ alors on prend $t_p = 12 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : $120 \times 120 \times 12 \text{ mm}$

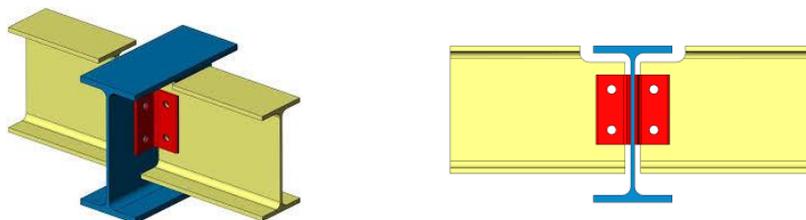


Figure VII.1 : Schéma de l'assemblage poutre – solive.

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 16 mm (M16) et de classe 4.6

$$\text{M16} \quad \Rightarrow \quad d = 16 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_0 = 18 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_S = 157 \text{ mm}^2$$

- Disposition constructive :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 21,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 35 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 21,60 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 30 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 60 \text{ mm.}$$

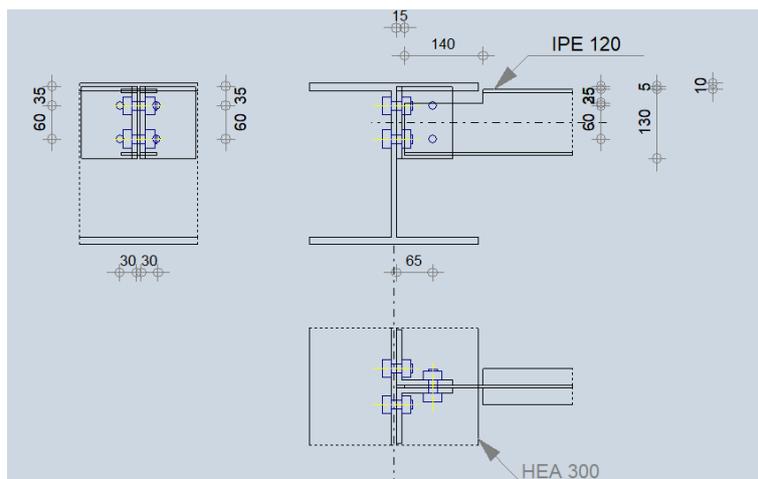


Figure VII.2 : Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.

V.II.3.1.1. Vérification de la solive : [8]

- Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,sd} = 31.32 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{vrd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{vrd} = 0.6 \times 400 \times \frac{245}{1.25} \times 4 \rightarrow F_{vrd} = 188.16 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 188.16 \text{ KN} > F_{v,sd} = 31.32 \text{ KN}$$

- Résistance à la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}; \quad d = 16 \text{ mm}; \quad d_0 = 18 \text{ mm}; \quad t = 12 \text{ mm}; \quad \gamma_{mb} = 1,25;$$

$$e_1 = 30 \text{ mm}; \quad P_1 = 60 \text{ mm}.$$

$$\alpha = \min \left[0,55; 0,86; 0,86; 1 \right]$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 400 \times 16 \times 4,4}{1,25} = 30.97 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 7.83 \text{ KN}$$

VII.3.2. Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA 360 – HEA300) : [8]

➤ **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :**

$$F_u = 430 \text{ MPa} ; \gamma_{MW} = 1.30 ; \beta_w = 0.85$$

- **Poutre HEA 300 :**

$$h = 290 \text{ mm} ; b = 300 \text{ mm} ; t_f = 14 \text{ mm} ; t_w = 8.5 \text{ mm} ; A = 112.5 \text{ cm}^2$$

- **Poteau HEA 360:**

$$h = 350 \text{ mm} ; b = 300 \text{ mm} ; t_f = 17.5 \text{ mm} ; t_w = 10 \text{ mm} ; A = 142.8 \text{ cm}^2$$

- **Efforts internes :**

$$M_{sd} = 186.46 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 120.84 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 35.06 \text{ KN}$$

➤ **Assemblage poutre-platine (soudure) :**

Cet assemblage est réalisé en reliant la poutre et la platine à l'aide de la soudure. On fixe le cordon de soudure **a= 12mm**.

$$l_1 = b_s = 300 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 145.75 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2t_f = 262 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3) a = 20484 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = 2[(a l_1 d_1^2) + (2 a l_2 d_2^2)]$$

Avec :

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 151 \text{ mm}$$

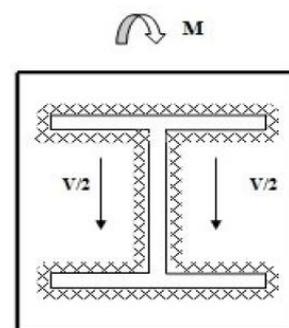


Figure VII.3 : Assemblage poutre platine.

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 125 \text{ mm}$$

$$I_{s/yy} = 2I_1 a d_1^2 + 4I_2 a d_2^2 = 273.48 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- **Vérification de la résistance :**

Effet de N_{sd} et V_{sd} :

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 I_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{mw}} \quad \Rightarrow \quad 33.37 \text{ kN} \leq 389,14 \text{ kN} \dots \text{ CV}$$

Effet de N_{sd} et M_{sd} :

$$\sqrt{2 \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2} \right) \right]^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{mw}} \quad \Rightarrow \quad 142.23 \text{ kN} \leq 389,14 \text{ kN} \dots \text{ CV}$$

➤ **Assemblage poteau-platine (boulonnage) :**

- **Disposition constructive :**

On choisit d'utiliser 10 boulons HR de diamètre 20mm et de classe 10.9, avec une platine de dimension 400 x 300 x 14 mm.

$$M20 \quad \Rightarrow \quad d = 20 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_0 = 22 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_S = 245 \text{ mm}^2$$

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 33 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 30 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 70 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 6,6 \text{ mm} \leq P_2 \leq 196 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 140 \text{ mm.}$$

- **Détermination des efforts dans le boulon :**

Ces efforts sont obtenus par la formule : $N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 186.46 \text{ KN.m}$

$$d_5 = 370 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad N_5 = 294.45 \text{ KN}$$

$$d_4 = 240 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad N_4 = 191 \text{ KN}$$

$$d_3 = 170 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad N_3 = 135.29 \text{ KN}$$

$$d_2 = 100 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad N_2 = 79.58 \text{ KN}$$

$$d_1 = 30 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad N_1 = 23.87 \text{ KN}$$

$$\sum d_i^2 = 234300 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que :

$$N_5 \leq n_0 F_p$$

Avec :

Avec

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9

A_s : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$N = F_p = 0.7 \times 245 \times 1000 = 171.5 \text{ KN} \rightarrow \text{pour un boulon}$$

Pour une rangée (de deux boulons) :

$$2 \times N = 171.5 \times 2 = 343 \text{ KN}$$

$$N_5 = 294.45 \text{ KN} < 343 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification du moment effectif de l'assemblage :**

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

Avec :

M_{sd} : moment résistant maximal,

$$M_{rd} : \text{moment résistant effectif, } M_{rd} = \frac{n F_p \cdot \sum d_i^2}{d_5}$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ KN (pour un boulon)}$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 229500}{330} \times 10^{-3} = 238.54 \text{ KN.m} > M_{sd} = 186.46 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{s,rd}$

$$V_{sd} = \frac{V}{n} = \frac{120.84}{10} = 12.08 \text{ KN}$$

$$F_{tr} = F_N + F_M = 12.08 + 268.11 = 280.19$$

$$V_{s,rd} = \frac{k_s m \mu (F_P - 0,8 F_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 [171.5 - (0,8 \times 280.19)]}{1,25} = 12.64 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 12.08 \text{ KN} < V_{s,rd} = 12.64 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,rd}$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{186.46}{(300 - 17.5)} = 660.03 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = t_{wc} b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 17.5 \times 140 \times \frac{275}{1} = 673.75 \text{ KN} > F_t = 660.03 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

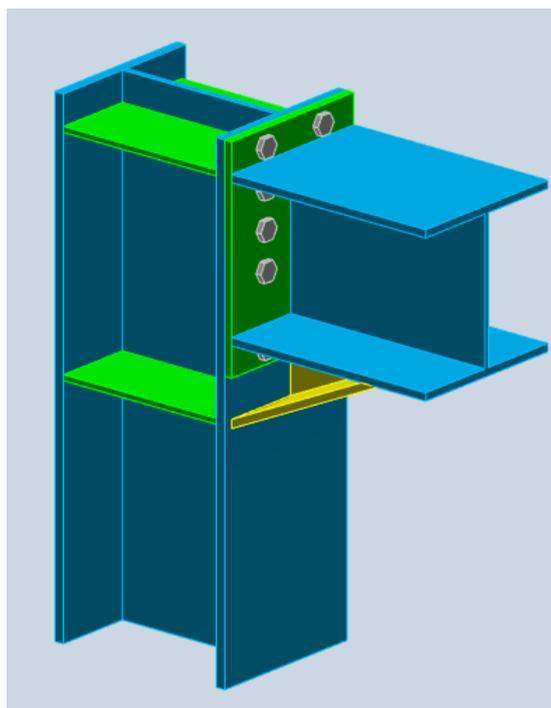


Figure VII.4 : Vue « 3D » de l'assemblage Poteau – Poutre.

Figure VII.6 : Vue « 3D » de l'assemblage contreventement sur le gousset au niveau de la base du portique.

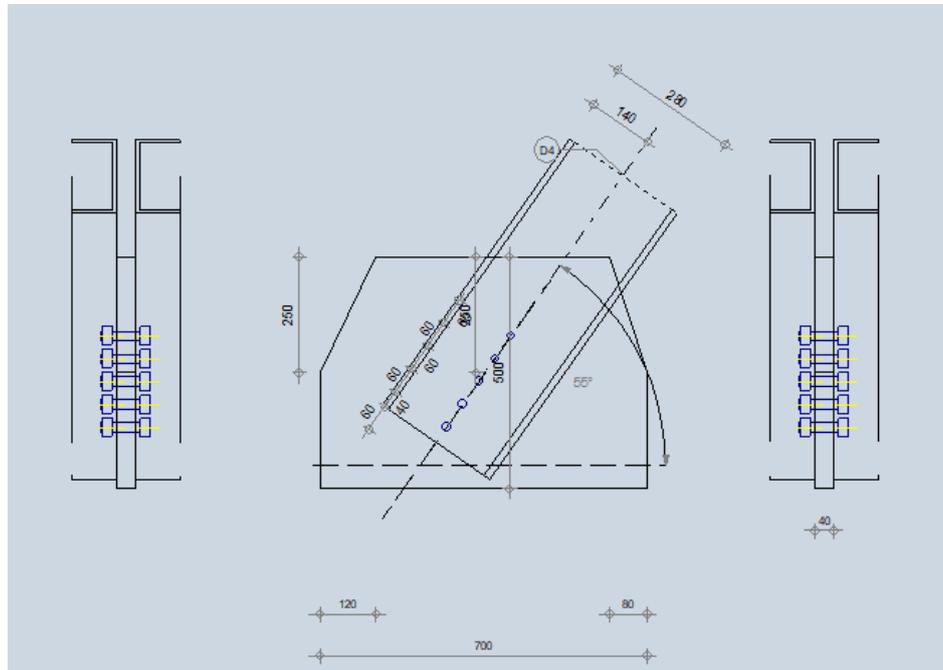


Figure VII.7 : Disposition constructive de l'assemblage contreventement sur le gousset au niveau de la base du portique.

➤ **Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la poutre : [8]**

Caractéristiques de l'assemblages :

- Soudure 4 mm.
- Excentrement 200 mm.

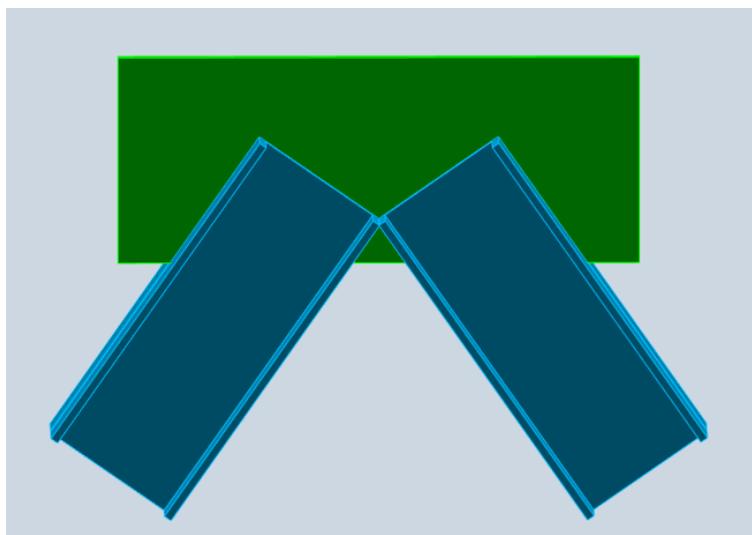
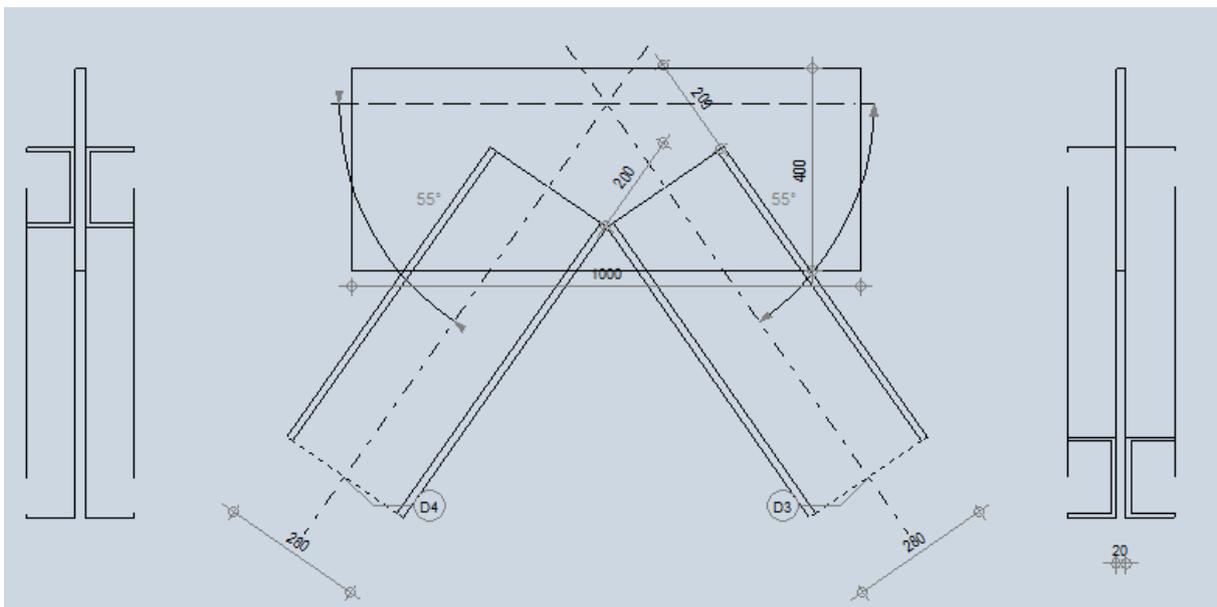


Figure VII.8 : Vue « 3D » de l'assemblage contreventement sur le gousset au niveau de la poutre.

Figure VII.9 : Disposition constructive de l'assemblage contreventement sur le gousset au niveau de la poutre.



VII.3.4. Vérification de l'assemblage continuité de poteau : [8]

L'assemblage continuité de poteau a été fait par le logiciel **ROBOT** [Annexe F]

Caractéristiques de l'assemblage :

- Platine 380x245x30 mm.
- 10 boulons M16 de classe 5.8

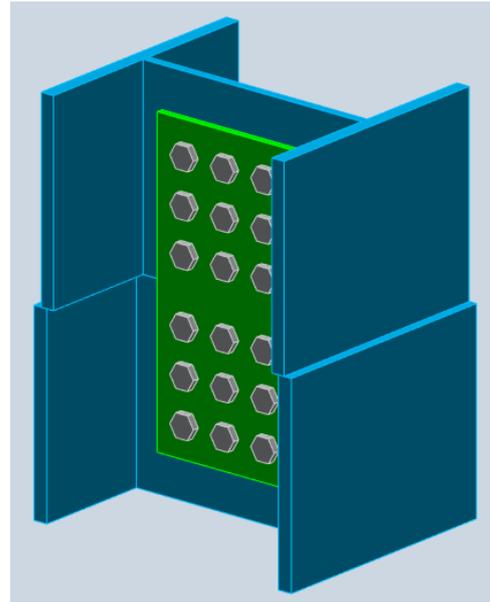


Figure VII.10 : Vue « 3D » de l'assemblage continuité de poteau.

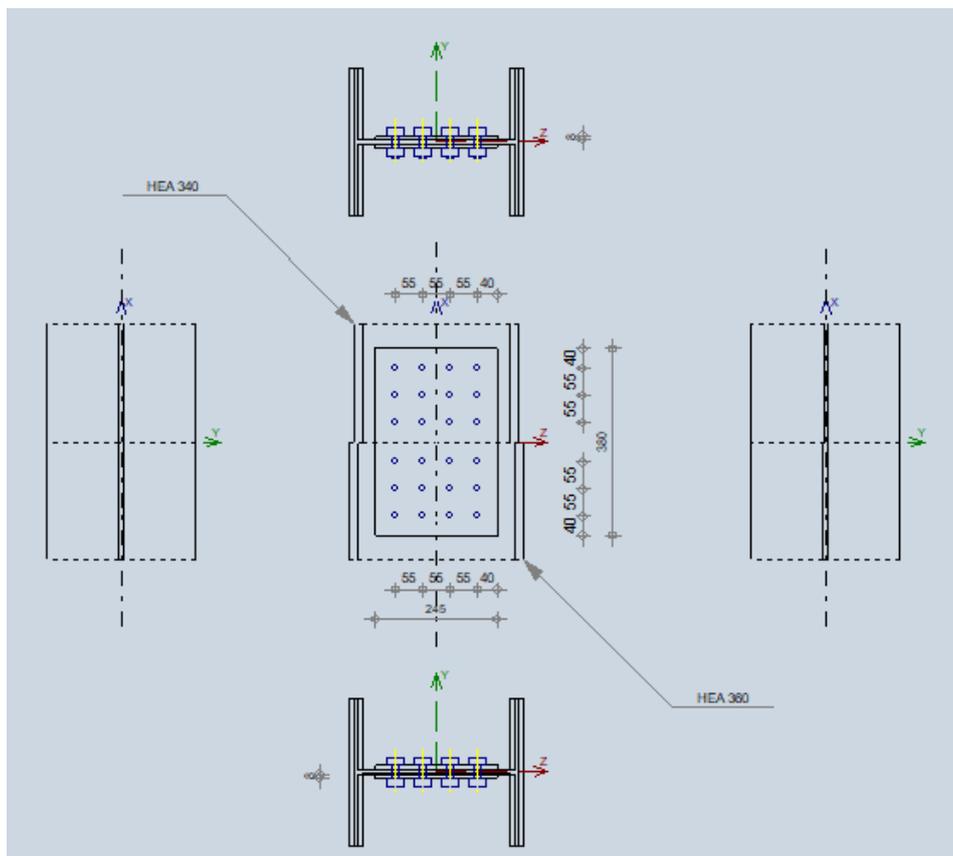


Figure VII.11 : Disposition constructive de l'assemblage continuité de poteau.

VII.3.5. Vérification de l'assemblage pied de poteau :

L'assemblage du pied de poteau a été fait par le logiciel **ROBOT**. [Annexe D]

Caractéristique de l'assemblage :

- Platine 650 x 600 x 35 mm.
- 12 tiges M33 de classe 8.8.
- Raidisseur 650 x 300 x 15 mm.
- Bèche HEA 120.
- Soudure 10 mm.

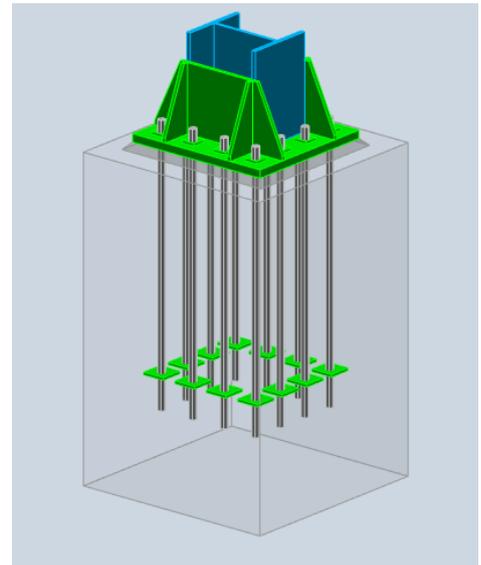


Figure VII.12 : Vue en 3D de l'assemblage pied de poteau.

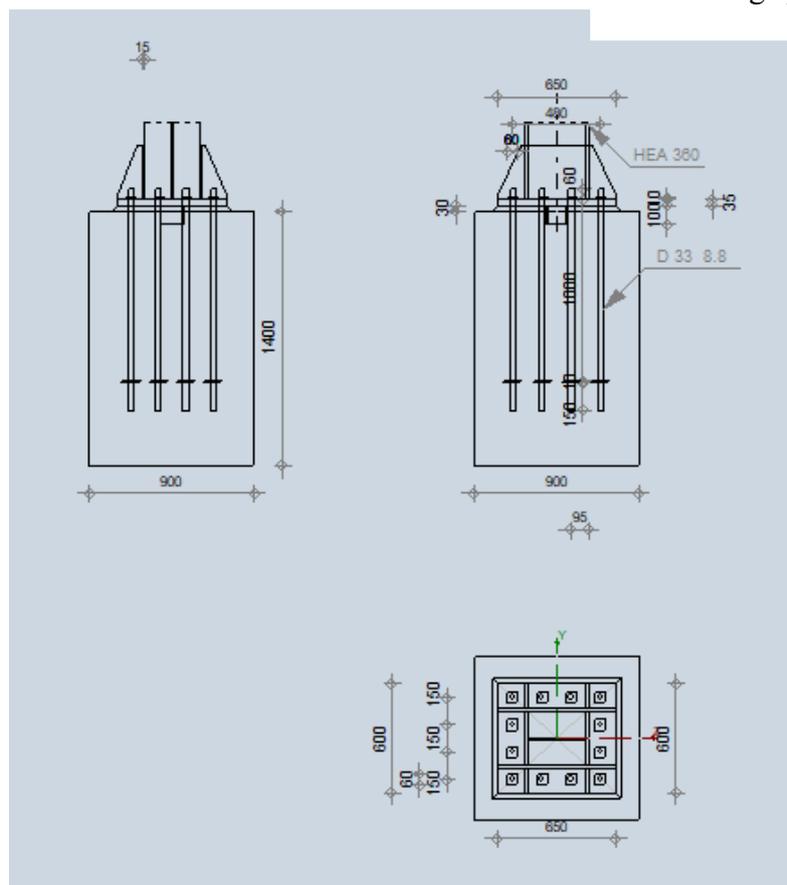


Figure VII.13 : Disposition constructive de l'assemblage pied de poteau.

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure vers le sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire), le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VIII.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont :

- Type de l'ouvrage à construire.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VIII.2.1. Vérification de la semelle isolée :

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle isolée il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{\text{ser}} = 1401.01 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} \end{cases}$$

$S = 7 \text{ m}^2 \rightarrow$ Les dimensions de la semelle doivent être 3x3 m

$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

$$L_{\min} = 4.1 \text{ m } 1.5 \times B = 4.5 \text{ m} > L_{\min} = 4.1 \text{ m}$$

\rightarrow Condition non vérifiée

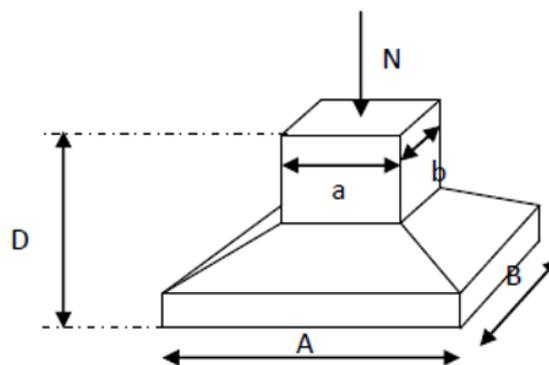


Figure VIII.1 : Semelle isolée.

Les semelles isolées ne peuvent pas être adoptées car l'entre axe des poteaux est de $L = 4.1$ m, il aura un chevauchement entre les semelles on passe donc à la vérification de la semelle filante.

VIII.2.2. Vérification de la semelle filante :

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{L \times B} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow B \geq \frac{\sum N_{\text{ser}}}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

Le poteau le plus sollicité $P = 1401.04$ kN

$l_1 = 4.7$ m ; $l_2 = 4.95$ m

$$N_{(3-G)x} = \frac{4.7}{4.7 + 4.95} \times 1401.04 = 0,49 \times 1401.04 = 682.37 \text{ Kn}$$

$$N_{(3-G)y} = \frac{4.95}{4.95 + 4.7} \times 1401.04 = 0.51 \times 1401.04 = 718.66 \text{ kN}$$

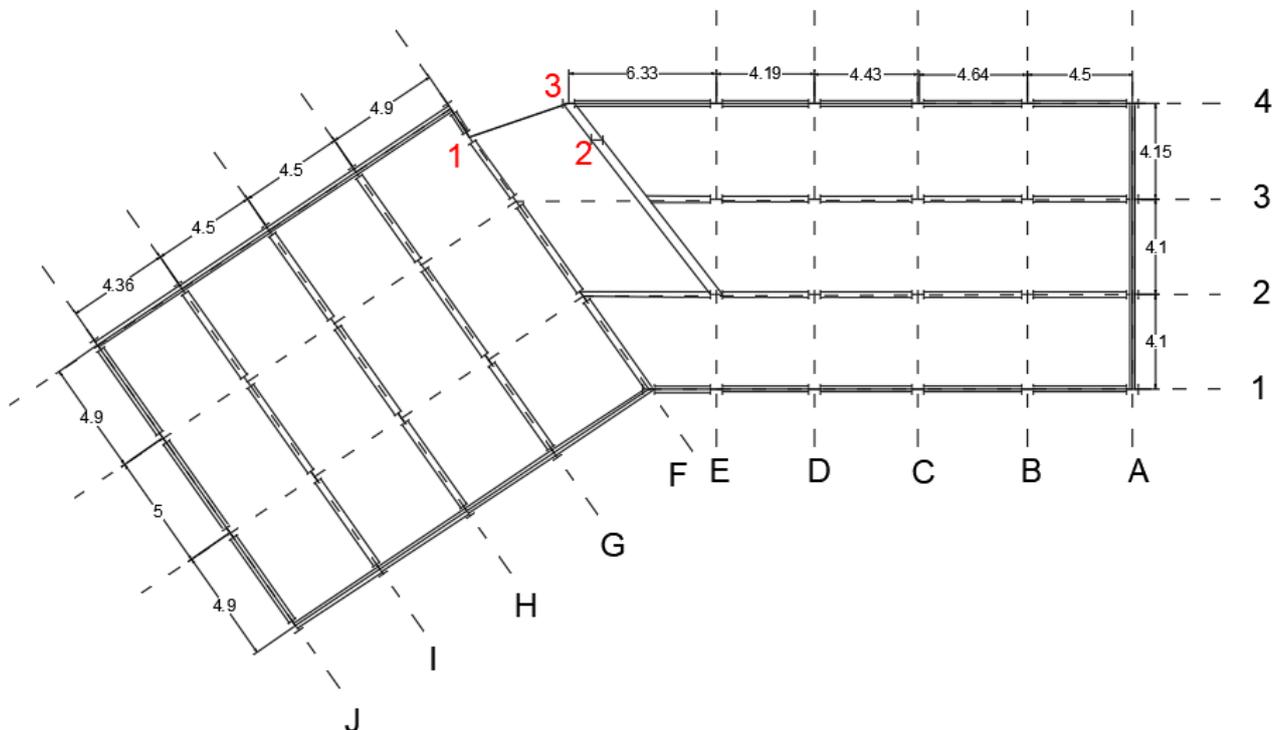


Figure VIII.2 : Schéma des semelles filantes.

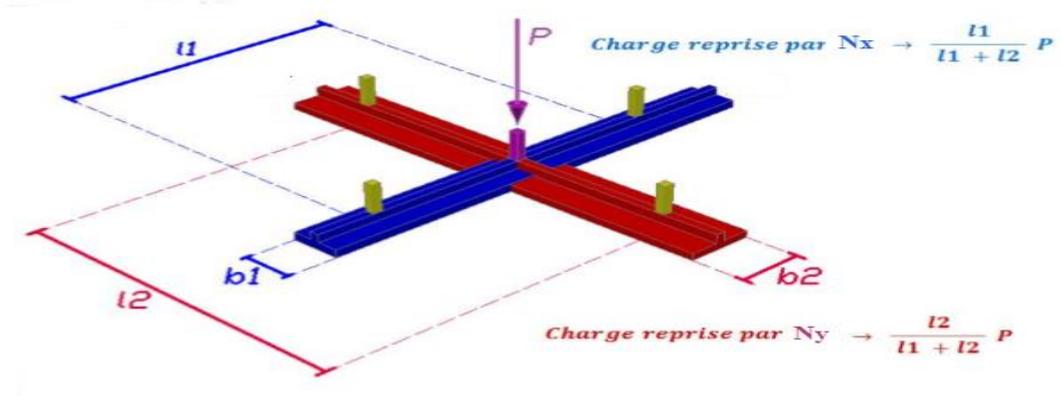


Figure VIII.3 : Répartition des charges pour les poteaux centraux.

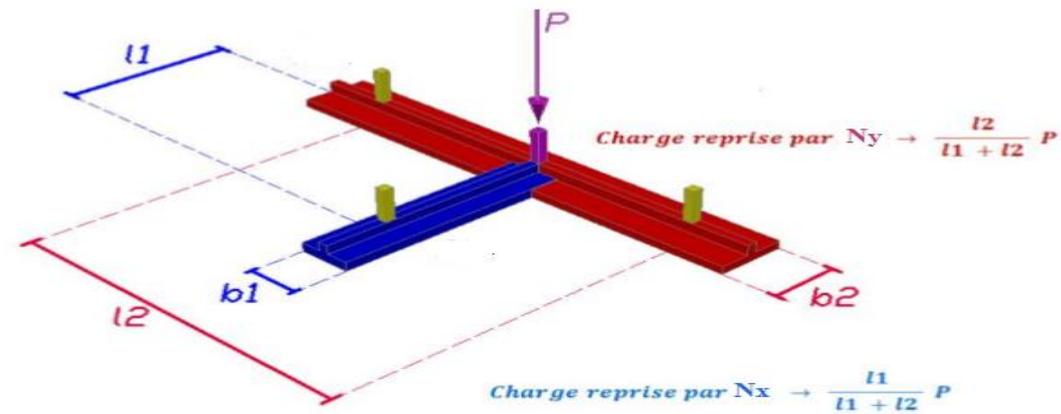


Figure VIII.4: Répartition des charges pour les poteaux de rives.

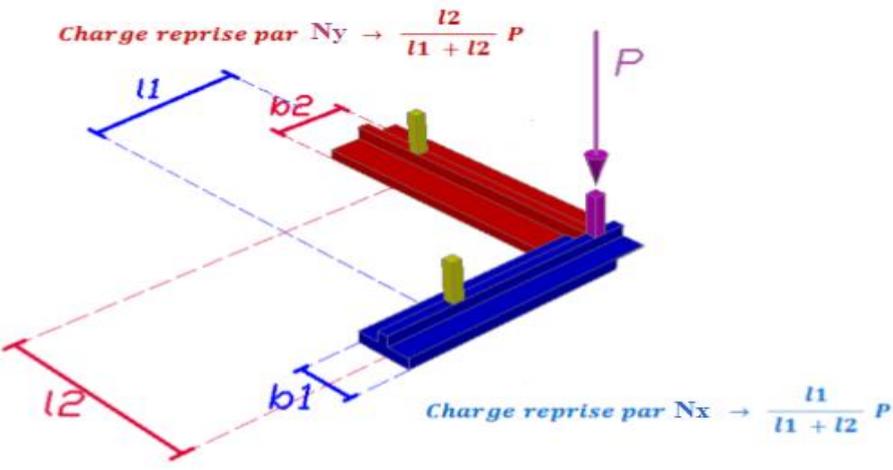


Figure VIII.5 : Répartition des charges pour les poteaux d'angles.

Tableau VIII.1 : Répartition pour les poteaux centraux.

	Central			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N _{2-B}	0.53	0.47	601,72	533,61
N _{2-C}	0.52	0.48	606,86	560,18
N _{2-D}	0.51	0.49	568,45	546,16
N _{2-E}	0.56	0.44	644,74	506,59
N _{2-F}	0.58	0.42	645,77	467,62
N _{2-G}	0.49	0.51	686,51	714,53
N _{2-H}	0.48	0.52	591,26	640,54
N _{2-I}	0.47	0.53	454,26	512,25
N _{3-B}	0.53	0.47	606,12	537,50
N _{3-C}	0.52	0.48	610,80	563,82
N _{3-D}	0.51	0.49	571,16	548,77
N _{3-E}	0.61	0.39	671,29	429,19
N _{3-F}	0.58	0.42	415,40	300,81
N _{3-G}	0.49	0.51	682,37	718,66
N _{3-H}	0.48	0.52	583,68	632,32
N _{3-I}	0.47	0.53	454,20	512,18

Tableau VIII.2 : Répartition pour les poteaux d'angles.

	Angle			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N _{1-A}	0.52	0.48	261,69	241,56
N _{1-J}	0.47	0.53	173,41	195,54
N _{4-A}	0.52	0.48	257,84	238,00
N _{4-J}	0.47	0.53	241,88	272,75
N _{4-F}	0.77	0.23	318,81	95,23

Tableau VIII.3 : Répartition pour les poteaux de rives.

	Rive			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N _{1-B}	0.69	0.31	449,17	201,80
N _{1-C}	0.69	0.31	479,27	215,32
N _{1-D}	0.68	0.32	449,86	211,70
N _{1-E}	0.72	0.28	424,72	165,17
N _{1-F}	0.58	0.42	416,65	301,71
N _{1-G}	0.66	0.34	545,40	280,97
N _{1-H}	0.65	0.35	458,02	246,62
N _{1-I}	0.64	0.36	330,69	186,01
N _{4-B}	0.69	0.31	466,04	209,38
N _{4-C}	0.69	0.31	482,45	216,76
N _{4-D}	0.68	0.32	452,52	212,95
N _{4-E}	0.72	0.28	532,09	206,93
N _{4-G}	0.66	0.34	185,61	95,61
N _{4-H}	0.65	0.35	238,13	128,23
N _{4-I}	0.64	0.36	244,38	137,47
N _{2-J}	0.31	0.69	139,87	311,33
N _{3-J}	0.31	0.69	208,64	464,39
N _{2-A}	0.35	0.65	195,68	363,40
N _{3-A}	0.35	0.65	193,00	358,44
N ₁	0.48	0.52	209,02	226,44
N ₂	1	0	451,94	0,00
N ₃	0.84	0.16	236,22	45,00

- Sens X :

Tableau VIII.4 : Sections des semelles filantes sens X.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	3988.88	38.99	0.51	1	38.99
2	5135.12	42.15	0.61	1	42.15
3	4314.29	44.66	0.48	1	44.66
4	3100.94	48.38	0.24	1	48.38

- Sens Y :

Tableau VIII.5 : Sections des semelles filantes sens Y.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
A	1201.4	12.35	0,49	1	12.35
B	1482.29	12.35	0,60	1	12.35
C	1556.08	12.35	0,63	1	12.35
D	1519.58	12.35	0,62	1	12.35
E	1307.88	12.35	0,53	1	12.35
F	1165.37	14.8	0,39	1	14.8
G	1091.11	14.8	0,37	1	14.8
H	1647.71	14.8	0,56	1	14.8
I	1347.91	14.8	0,46	1	14.8
J	1244.01	14.8	0,42	1	14.8

Surface de la semelle filante $S_{sem} = 324.86 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{sem}}{S_{batiment}} = \frac{309.93}{575.71} = 53.9 \% > 50 \%$$

Donc on opte pour un radier général pour notre structure.

VIII.3. Radier général :

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé.

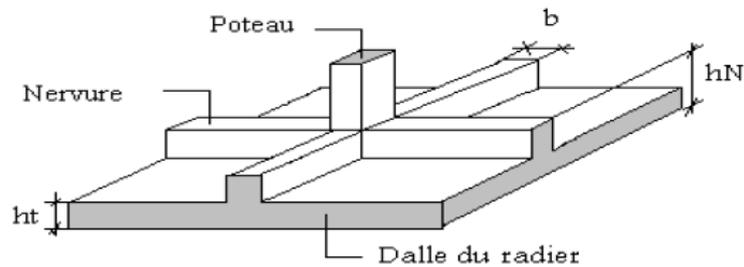


Figure VIII.6 : Schéma d'un radier.

VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

➤ La dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec :

L_{\max} : La longueur max entre les axes des poteaux.

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

Alors on prend $h_d = 30 \text{ cm}$ pour l'épaisseur de la dalle.

➤ La nervure :

- Hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{500}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33.33 \leq h_{N1} \leq 50$$

On prend $h_{N1} = 40 \text{ cm}$

- Largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

On prend $b = 70 \text{ cm}$

- Condition de la raideur (rigidité) :

Pour étudier la raideur de la semelle filante, on utilise la notion de la longueur élastique définie

par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

I : L'inertie de la section transversale du radier.

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Yong équivalent (E=20 000 MPa).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

K=0,5[kg/cm³] → pour un très mauvais sol.

K=4 [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.

K=12[kg/cm³] → pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne → K=4 [kg/cm³].

→ Donc on prend $h_t = 0.9 \text{ m}$

Tableau VIII.6 : Choix de la hauteur des nervures.

$h_{\text{nervure}} \text{ (m)}$	0.6	0.9	1	1.2
I (m ⁴)	0.029	0.09	0.123	0.212
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	1.85	2.45	2.65	3.04
$\frac{\pi}{2} + a \text{ (m)}$	3.25	4.19	4.51	5.12
$L_{\text{max}} \text{ (m)}$	5	5	5	5

Donc :

$$h_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 1.2 \text{ m}$$

$$b_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 0.7 \text{ m}$$

VIII.3.2. Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$

Avec :

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

N : Poids de la structure (y compris le radier).

$$N = N_G + N_R + N_T$$

N_G : Poids de la structure.

N_R : Poids du radier nervuré.

N_T : Poids des terres.

$$N_G = 33693.52 \text{ kN}$$

$$N_R = 9636.31 \text{ kN}$$

$$N_T = 6756.13 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N = \mathbf{50085.96 \text{ kN}}$$

$$M_{rx} = 121486.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{ry} = 72817.49 \text{ kN.m}$$

- **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{121486.73 + 3585.26 \times 3.23}{50085.96} < \frac{46.65}{4}$$

$$e_x = 2.65 < 11.66 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Suivant Y-Y :**

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{72817.49 + 2833.03 \times 3.23}{50085.96} < \frac{12.35}{4}$$

$$e_x = 1.63 < 3.08 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

VIII.3.3. Vérification des contraintes :**- Sollicitation du premier genre :**

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\frac{50085.96}{633.99} = 79 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

$$N_U = 68697.45 \text{ kN}$$

$$M_{0x} = 121486.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 72817.49 \text{ kN.m}$$

Tableau VIII.7 : Caractéristique géométrique du radier.

Centre de gravité		Moment d'inertie	
X _G (m)	Y _G (m)	I _{XX} (m ⁴)	I _{YY} (m ⁴)
23.21	14.75	93237.40	16884.41

Tableau VIII.8 : Contrainte sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	138.6	78.11	123.47
Sens y-y	171.97	44.74	140.16
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) < 1.33 \sigma_{sol} = 266$

$$\text{Avec : } \delta_{\text{moy}} = \frac{3\sigma^{\text{max}} + \sigma^{\text{min}}}{4}$$

Tableau VIII.9 : Contrainte sous le raider à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	109.24	48.75	94.12
Sens y-y	142.61	15.39	110.81
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) < \sigma_{\text{sol}}$

Les contraintes sont vérifiées à l'ELU et à l'ELS, donc pas de risque de soulèvement.

VIII.3.4. Ferrailage du radier :

VIII.3.4.1 Ferrailage de la dalle : [C]

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Détermination des efforts :

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ → La dalle travaille dans un seul sens.

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Panneau de rive :

- **Moment en travée :** $M_{\text{tx}} = 0.85 M_x$

$$M_{\text{ty}} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appui** : $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{x,y}$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y} \text{ (autre appui)}$$

➤ **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée** : $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui** : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$ (appui de rive)

$$\text{Avec } M_a = 0.5M_0 \text{ et } M_0 = \frac{q_l^2}{8}$$

➤ **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m \times 1\text{ml} = 140.16 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 110.81 \text{ kN/m}$$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

➤ **Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELU :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.10 : Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.9	5	0.98	0.038	0.954	140.16	133.15	99.86	127.03	95.27	66.57

➤ **Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELS :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.11 : Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.9	5	0.98	0.038	0.954	110.81	105.3	78.97	100.42	75.31	52.65

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$$b=100\text{cm} ; h=30\text{cm} ; d=27\text{cm} ; f_c=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=434,78\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.12 : Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	99.86	8.51	6HA14	9.24
	Y-Y	95.27	8.12	8HA12	9.05
Appui	XX-YY	66.57	5.67	4HA14	6.16

➤ **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad \rightarrow \quad \text{Esp} \leq \min(90 ; 33)$$

Travée :

- Sens X : $St \frac{100}{6} = 16.66 < 33 \text{ cm}$
- Sens Y : $St \frac{100}{8} = 12.5 < 33 \text{ cm}$

Appui :

- Les deux sens : $St \frac{100}{4} = 25 < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend } St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.60 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Tableau VIII.13 : Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A _s ^{adp} (cm ²)	Choix	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	78.79	9.24	0.7	15	325.8	250	12.06	6HA16	0.61	244.9	Oui
	y-y	75.31	9.05	0.67	15	311.4	250	12.06	6HA16	0.58	234.1	Oui
App	x-x	52.65	6.16	0.56	15	319.3	250	9.05	8HA12	0.47	217.7	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{140.16 \times 5}{2} \rightarrow T_u = 350.4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{350.4 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.3 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.4.2. Ferrailage de la nervure :

➤ **Détermination des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0.50M_0$$

$$M_0 = \frac{140.16 \times 5^2}{8} = 438 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$b = 70 \text{ cm}$; $h = 120 \text{ cm}$; $d = 108 \text{ cm}$

Tableau VIII.14 : Calcul du ferrailage de la nervure.

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	372.3	7.42	8HA12	9.05
Appui	219	4.34	4HA14	6.16

➤ **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.08 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$M_0 = 346.28 \text{ kN.m}$$

Tableau VIII.15 : Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A_s^{adp} (cm ²)	Choix	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	294.34	9.05	3.91	15	294.3	250	12.06	6HA16	3.46	222.6	Oui
App	173.14	6.16	2.72	15	251.6	250	9.05	8HA12	2.3	173.1	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{110.81 \times 5}{2} \rightarrow T_u = 277.02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{277.02 \times 10^3}{700 \times 1080} = 0.36 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas :

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 120 \rightarrow A_p = 3.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4T12 comme armature de peau.

VIII.4. Voile périphérique :

VIII.4.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher du RDC. Il forme par sa grande rigidité un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VIII.4.2. Pré dimensionnement du voile périphérique :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule dans son article 10.1.2 :

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (B : Section du voile).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

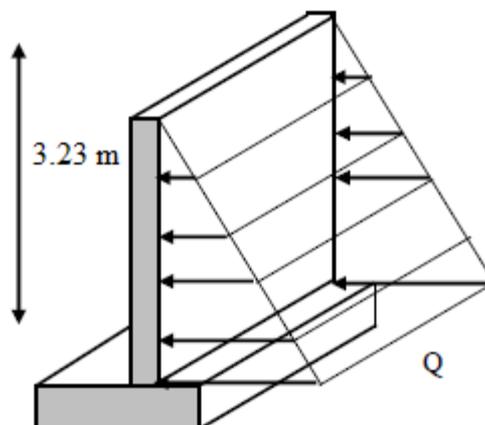


Figure VIII.7 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

VIII.4.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3.23 \text{ m} ; L_y = 5 \text{ m}$$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1 m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifier 99**, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1 m .

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 3,23 \text{ m}$).

$$\varphi = 45^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,171$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 11.04 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1.35Q \rightarrow Q_u = 14.90 \text{ kN/ml}$$

VIII.4.4. Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.23}{5} = 0.64 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{Sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{Sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y}$ (appui de rive)

Tableau VIII.16 : Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3.23	5	0.646	0.076	0.347	14.90	11.81	8.86	4.09	3.07	5.90

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :
 $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=434,78\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.17 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	X-X	8.86	0.91	4T10	3.14	33
	Y-Y	3.07	0.31	4T10	3.14	33
Appui	XX-YY	5.90	0.61	4T10	3.14	33

➤ **Vérification nécessaire :**

- **Condition exigée par le RPA 99 version 2003 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0.1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0.1 \times 25 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Condition de non fragilité :**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm, on a : $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$$h = e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_x \geq A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2}$$

$$A_y \geq A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh$$

$$\rho_0 = 0.0008 \text{ pour les barres de FeE500}$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \left(3 - \frac{3.23}{5} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} \rightarrow T_x = \frac{14.90 \times 3.23 \times 5}{2 \times 3.23 + 5} \rightarrow T_u = 21 \text{ Kn}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x}{3} \rightarrow T_x = \frac{14.90 \times 3.23}{3} \rightarrow T_u = 16.04 \text{ Kn}$$

$$T_u = \max(T_x ; T_y) = 21 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{21 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0.08 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Tableau VIII.18 : Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	6.55	3.14	1.49	15	98.8	250	Oui
	y-y	3.03	3.14	0.69	15	45.7	250	Oui
App	x-x	4.03	3.14	0.92	15	60.8	250	Oui

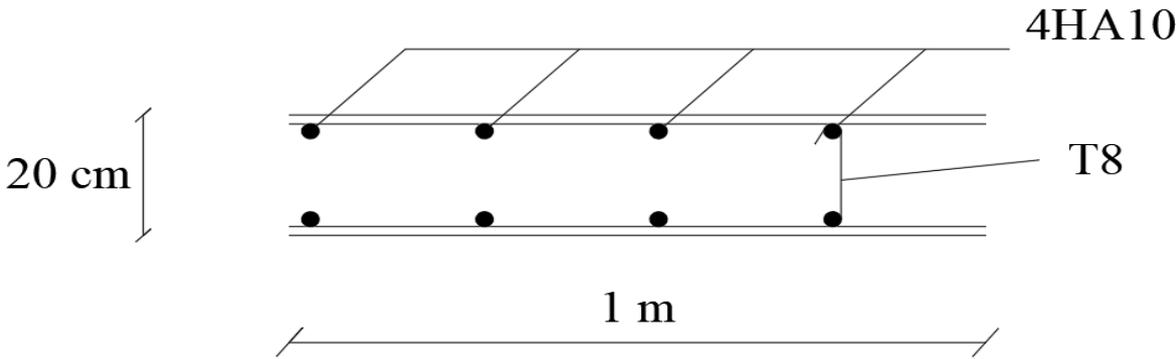


Figure VIII.8 : Ferrailage du voile périphérique.

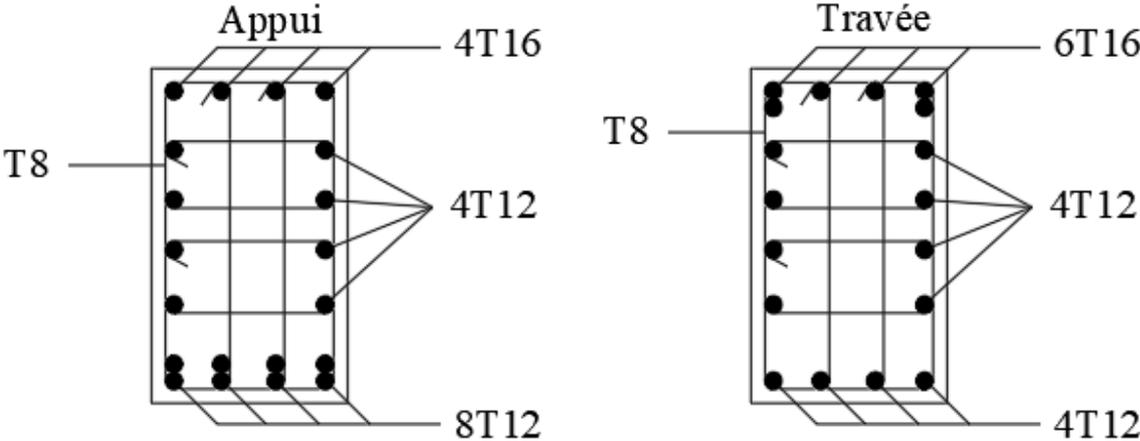


Figure VIII.9 : Ferrailage de la nervure.

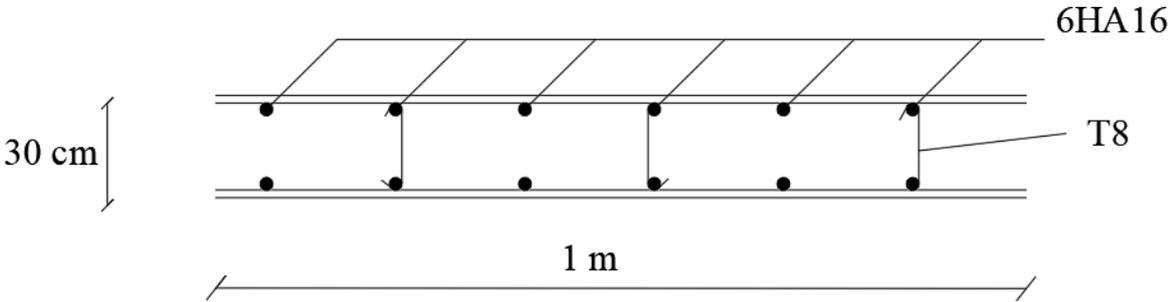


Figure VIII.10 : Ferrailage de la dalle du radier.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce projet nous avons abordé les différentes étapes de l'étude d'une structure nécessitant l'ensemble des informations acquises durant notre cursus universitaire. Ce mémoire nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La bonne connaissance des matériaux utilisés est cruciale pour l'ingénieur en génie civil.
- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser. Un pré-dimensionnement bien fait facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le vent peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Plus la surface d'impact du vent sur les faces de la structure est grande, plus son effet est important.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux. Ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul (**ROBOT**).
- La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure. Le calcul des assemblages est fait par le logiciel « **Autodesk Robot structural analysis 2017** ».
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et des charges provenant de la structure, dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ROBOT, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

Références bibliographiques

- [1] : Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne **D.T.R-C-2-47** ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », version 2013.
- [3] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).
- [4] : Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [5]: EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6]: EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [7]: Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- [8]Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.
- [9]Cours charpente métallique 2, **Mr SETHI**.
- [10] Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études**.

Annexes

Annexe [A]

CE - Marking
French technical approval : DTA No. 3/15-800

Characteristics of the base material		Norms
Steel grade	S 350 GD	EN 10346
Type of corrosion protection	Galvanised steel ZM 175	P 34-310 ETPM ZMevolution or AbZ Z-30.11-61
	Galvanised coated steel ZM 175	P 34-301 EN 10169+A1
Organic coating		Norms
Hairplus 25 µm	Category IIIa	P 34-310
	Category CPI3	EN 10169+A1
Other coatings	On demand	

Characteristics	Nominal thickness of the profile sheet [mm]			
	0,75	0,88	1,00	1,25
Weight [kg/m ²]	8,53	10,00	11,37	14,22
Cross section A_g [mm ² /m]	1 029	1 217	1 391	1 797
Effective inertia I_{eff} [mm ⁴ /m]	443 700	526 400	600 800	751 000
Height of neutral axis [mm]	33,70	33,70	33,70	33,70
Modulus of inertia [mm ³ /m]	13 160	15 620	17 830	22 280

Cofraplus® 60 C:

If shear connectors are welded or nailed to the across the profile sheet to the beam, the Cofraplus® 60 C version brings advantages. The spacing between the 2 stiffeners in the lower flange permits to well position the connector.



Nominal concrete consumption

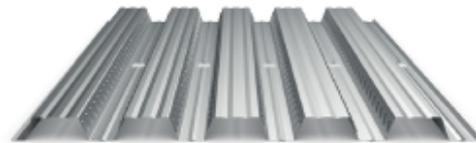
	Thickness of the slab [cm]									
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Concrete volume [l/m ²]	75	85	95	105	115	125	135	145	155	165
Theoretical weight of the composite slab kg/m ²	188	213	238	263	288	313	338	363	388	413

Concrete density 2500 kg/m³

Maximum recommended slab thickness d = 28 cm

Cofraplus® 60 P:

Pre-punched version, compatible with shear connectors welded in advance or in shop to composite beams.



The Cofra® 5 web based software application

will give detailed information about the required reinforcement according to the project specifications



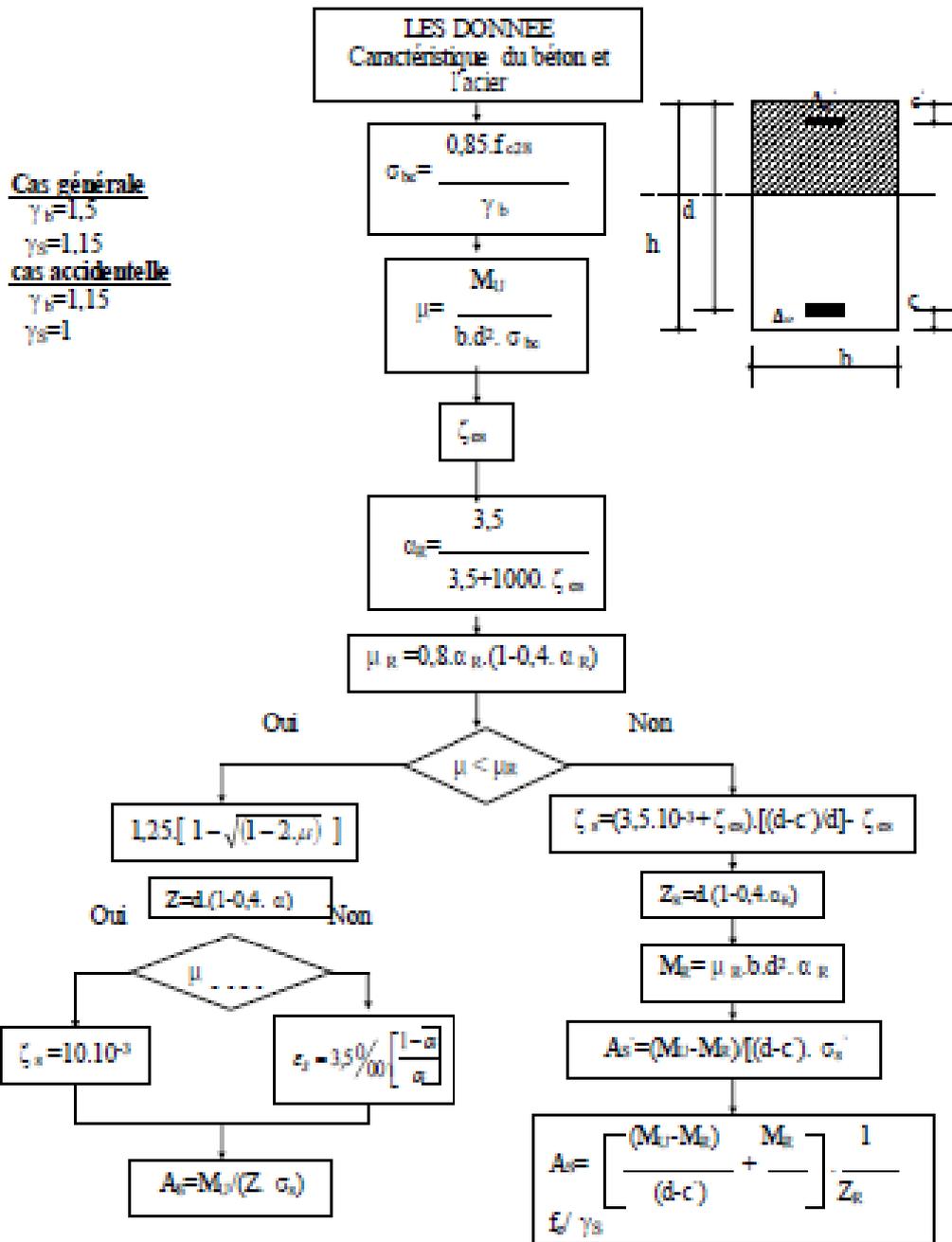
www.arcelormittal.com/cofra5

Annexe [B]

Désignation Designation Bezeichnung	Formules de calcul des propriétés géométriques et des moments d'inertie									Classification EN 1993-1-1: 2005		
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		I_{yz}	Pure compression			
G kg/m	$I_y = I_z$ cm ⁴	$W_{xy} = W_{xz}$ cm ³	$i_y = i_z$ cm	I_u cm ⁴	i_u cm	I_v cm ⁴	i_v cm			S355	S420	S460
L 100x 100x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	4
L 100x 100x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	4	4	4
L 100x 100x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35	4	4	4
L 100x 100x 7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	4	4	4
L 90x 90x 11	14,7	137,6	21,57	2,71	218,3	3,42	56,94	1,74	-80,70	1	1	1
L 90x 90x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,33	1,75	-74,59	1	4	4
L 90x 90x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,65	1,75	-68,19	4	4	4
L 90x 90x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,89	1,76	-61,50	4	4	4
L 90x 90x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,03	1,76	-54,52	4	4	4
L 90x 90x 6	8,3	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57	4	4	4
L 80x 80x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27	1	1	1
L 80x 80x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52	4	4	4
L 80x 80x 7	8,49	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81	4	4	4
L 80x 80x 6	7,34	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87	4	4	4
L 80x 80x 5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	4	4	4
L 75x 75x 10	11,1	71,43	13,52	2,25	113,2	2,83	29,68	1,45	-41,75	1	1	1
L 75x 75x 8	8,99	59,13	11,03	2,27	93,91	2,86	24,35	1,46	-34,78	4	4	4
L 75x 75x 7	7,93	52,61	9,74	2,28	83,6	2,88	21,62	1,46	-30,99	4	4	4
L 75x 75x 6	6,85	45,83	8,41	2,29	72,84	2,89	18,82	1,47	-27,01	4	4	4
L 75x 75x 5	5,76	38,77	7,06	2,30	61,59	2,90	15,96	1,47	-22,82	4	4	4
L 75x 75x 4	4,65	31,43	5,67	2,30	49,85	2,90	13,01	1,48	-18,42	4	4	4
L 60x 60x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	1
L 60x 60x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,2	2,29	9,38	1,17	-13,41	4	4	4
L 60x 60x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	-11,40	4	4	4
L 60x 60x 4	3,7	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	-9,26	4	4	4
L 50x 50x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	1	4
L 50x 50x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	4	4	4
L 50x 50x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	4	4	4

Annexe [C]

ORGANIGRAMME -1-
SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE



Annexe [D]



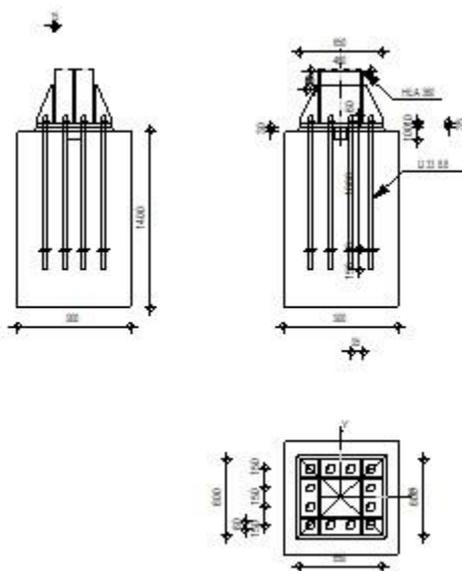
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0,84



GENERAL

Assemblage N°: 6
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 385
Barres de la structure: 236

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 360
Barre N°: 236

$L_c =$	3,23	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	350	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$L_c = 3,23$ [m] Longueur du poteau
 $t_{fc} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 142,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 33089,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 650$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 600$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 35$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 33$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 6,94$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 8,55$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 160;160$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 150;150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 1000$ [mm]

$L_3 = 150$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur

$b_p = 100$ [mm] Largeur

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: HEA 120

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER E28

$f_{yw} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 650$ [mm] Longueur

$w_s = 600$ [mm] Largeur

$h_s = 300$ [mm] Hauteur

$t_s = 15$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	900	[mm]	Longueur de la semelle
B =	900	[mm]	Largeur de la semelle
H =	1400	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	12	[mm]	Bêche
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 15: G + Q + 1.5 Sx (1+2) *1,00+4*1,50

$N_{j,Ed} =$	-3536,71	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-1,28	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	664,65	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-78,54	[kN*m]	Moment fléchissant

$N_{j,Ed} = -3536,71$ [kN] Effort axial
 $M_{j,Ed,z} = 3,13$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 25,00$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 24,02$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$
 $c = 68$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 154$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 437$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 673,68$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 4164,72$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 4187,55$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$
 $f_{jd} = 41,44$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 3142,36$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 1167,81$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 1188,58$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 13021,78$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 4839,35$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 4925,40$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	6614,13 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{Vc,Rd,y} =$	1735,79 [kN*m]	Résistance réduite (cisaillement) de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.8.(5)]
$h_{f,y} =$	383 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd,y} = M_{Vc,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	4534,33 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	5635,29 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	1549,71 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	352 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd,z} = M_{Vc,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	4400,68 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	13021,78 [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} =$	4534,33 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} =$	4400,68 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,27 < 1,00	vérifié	(0,27)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

$e_y =$	22 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	191 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	240 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	180,45 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,44 < 1,00	vérifié	(0,44)
---	-------------	---------	--------

$e_z =$	1	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	176	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	225	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	7,76	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,40 < 1,00$	vérifié	(0,40)
---	---------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,84 < 1,00$	vérifié	(0,84)
--	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,71$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
-----------------------	--	---------------

$\alpha_{b,y} = 0,71$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
-----------------------	---	---------------

$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
------------------	--	---------------

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 835,31$	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
--------------------------	--	-------------

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,81$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
-----------------------	--	---------------

$\alpha_{b,z} = 0,81$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
-----------------------	---	---------------

$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
------------------	--	---------------

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 946,69$	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
--------------------------	--	-------------

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
-------------------	---	-------------

$A_{vb} = 8,55$	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
-----------------	---	-------------

$f_{ub} = 800,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
-------------------	--	-------------

$\gamma_{M2} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
----------------------	---------------------------------	-------------

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 188,17$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 2,91$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 64$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 75,80$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 78,32$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 72,52$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 383,8$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,62$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,89$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 98,04$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$ =	346,1 [kN] 1]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z}$ =	0,71	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$ =	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$ =	0,91	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z}$ =	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z}$ =	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z}$ =	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc} =	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z}$ =	104,64 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$ =	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$ =	3536,71 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$ =	1061,01 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,y}$ =	399,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,z}$ =	420,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y}$ =	2330,19 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 2351,19 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$M_1 = 35,16 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 468,84 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 68 \quad [\text{mm}] \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 12319,91 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 9,35 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 76,28 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 104,19 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 180,70 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$M_1 = 28,48 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 421,96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 65 \quad [\text{mm}] \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 12537,60 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 6,81 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 61,34 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 93,77 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 162,55 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,59 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,59)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	40,21	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	40,21	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,05	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	20,58	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
<hr/>				
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,11	<	1,00	vérifié (0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,17	<	1,00	vérifié (0,17)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,18	<	1,00	vérifié (0,18)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	169,30	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
<hr/>				
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,62	<	1,00	vérifié (0,62)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	67,13	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	67,13	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	70,33	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	181,29	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
<hr/>				
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,38	<	1,00	vérifié (0,38)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	110,51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	110,51	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	100,34	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	281,16	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,59 < 1,00$ vérifié (0,59)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	110,51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	110,51	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	111,46	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	293,46	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,62 < 1,00$ vérifié (0,62)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{i,Ed,y}$

$b_{eff} =$	154	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	437	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	31	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	348	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	64	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	25	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	356	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,24$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 477313,28$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 645404,77$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$$

$k_{13,z} = 41$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 355$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 64$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 25$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 356$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 0,50$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 536514,27$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 153830,01$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,84

Annexe E



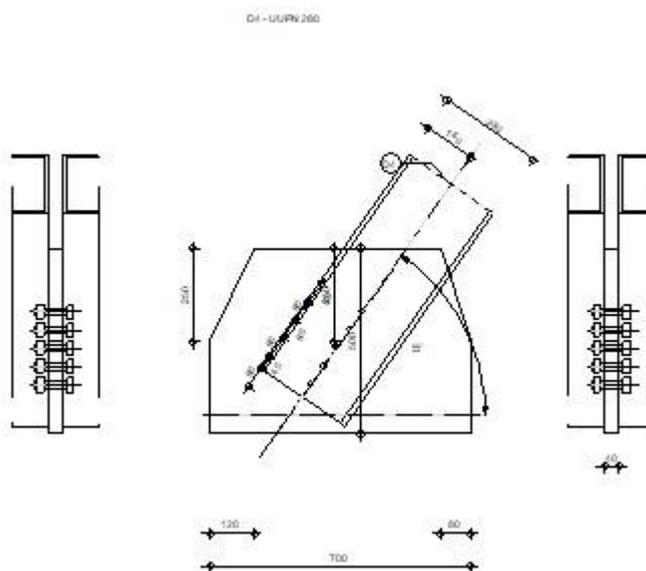
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,67



GENERAL

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple

Noeud de la structure: 199

Barres de la structure: 1339,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 4				
Barre N°:		1339				
Profilé:		UUPN 280				
	h	280				mm
	b _f	190				mm

		Barre 4				
	t_w	10				mm
	t_f	15				mm
	r	15				mm
	A	106,41				cm ²
Matériau:		ACIER E28				
	f_y	275,00				MPa
	f_u	405,00				MPa
Angle	α	55,1				Deg
Longueur	l	0,00				m

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 5$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60;60;60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 140$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 60$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b = 5 [mm] Bord b

GOUSSET

$l_p = 700$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 500$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 40$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 120$ [mm] Grugeage

$v_1 = 250$ [mm] Grugeage

$h_2 = 80$ [mm] Grugeage

$v_2 = 250$ [mm] Grugeage

$h_3 = 0$ [mm] Grugeage

$v_3 = 0$ [mm] Grugeage

$h_4 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres

(354;237)

$e_v = 50$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_h = 215$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 15: $G + Q + 1.5 S_x (1+2) * 1.00 + 4 * 1.50$

$N_{b4,Ed} = -731,95$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,61$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,61 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 245,4$ [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou] $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 343,15$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,66$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,66 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 533,86$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,12$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 686,29$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -146,39$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -146,39$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 146,39$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 245,45$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 343,15$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-146,39| < 245,45$ vérifié (0,60)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0,00| < 343,15$ vérifié (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $146,39 < 301,59$ vérifié (0,49)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 53,21$ [cm²] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 51,01$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t * d_0$

$N_{uRd} = 1859,17$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$

$N_{plRd} = 1463,16$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = A * f_{y4} / \gamma_{M0}$

$|0.5 * N_{b4,Ed}| \leq N_{iRd}$ $|-365,97| < 1859,17$ vérifié (0,20)

$|0.5 * N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-365,97| < 1463,16$ vérifié (0,25)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$$A_{nt} = 12,90 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 18,10 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 548,60 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd} \quad | -365,97 | < 548,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,67)$$

ATTACHE GOUSSET

VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

$$e = 170 \text{ [mm]} \text{ Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons}$$

$$M_0 = 51,00 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \text{ Moment fléchissant réel}$$

$$M_0 = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) * e$$

$$A_w = 35,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section de la soudure}$$

$$A_w = a * l$$

$$\sigma = 210,70 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure}$$

$$\sigma = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) / A_w + M_0 / W_{yw}$$

$$\sigma_{\perp} = 148,98 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure}$$

$$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$$

$$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad | 148,98 | < 364,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

$$\tau_{\perp} = -148,98 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$$

$$\tau_{\parallel} = -59,77 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle}$$

$$\tau_{\parallel} = (0.5 * N_{b1,Ed} * \cos(\alpha)) / A_s$$

$$\beta_w = 0,85 \text{ Coefficient de corrélation}$$

[Tableau 4.1]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 315,44 < 476,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,67



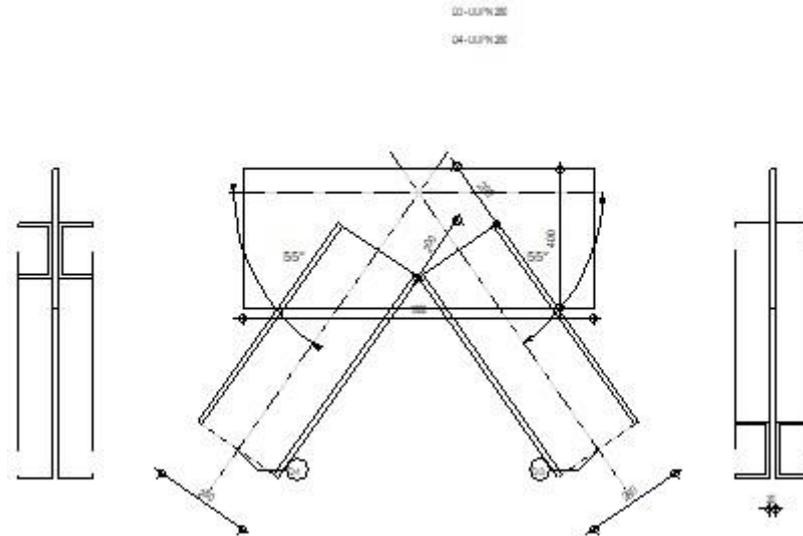
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,84



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
Noeud de la structure: 1411
Barres de la structure: 1309, 1310,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 3	Barre 4			
Barre N°:		1309	1310			
Profilé:		UUPN 280	UUPN 280			
	h	280	280			mm
	b _f	190	190			mm
	t _w	10	10			mm
	t _f	15	15			mm
	r	15	15			mm

		Barre 3	Barre 4				
	A	106,41	106,41				cm ²
Matériau:		ACIER E28	ACIER E28				
	f_y	275,00	275,00				MPa
	f_u	405,00	405,00				MPa
Angle	α	55,1	55,1				Deg
Longueur	l	0,00	0,00				m

SOUDES

Soudures des barres

Barre 3

$l_1 = 160$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 160$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 4$ [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

$b = 4$ [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 4

$l_1 = 160$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 160$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 4$ [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

$b = 4$ [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

GOUSSET

$l_p = 1000$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 400$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Épaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; -130)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 500$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 15: $G + Q + 1.5 S_x (1+2) * 1,00 + 4 * 1,50$

$N_{b3,Ed} = -1059,39$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -1106,06$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 3

VERIFICATION DES SOUDURES

$e =$	0 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	$0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * N_{b3,Ed} * e$
$A_w =$	$24,00$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	$\frac{3987,7}{6}$ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	$220,71$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 * N_{b3,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	$0,00$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	$0,00$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\tau =$	$220,71$ [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	$0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	$275,09$ [MPa]		$f_{vw,d} = f_w / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	$220,71 < 275,09$		vérifié (0,80)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A =$	$53,21$ [cm ²]	Aire de la section	
$N_{pl,Rd} =$	$1463,16$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -529,69 < 1463,16$		vérifié (0,36)

BARRE 4

VERIFICATION DES SOUDURES

$e =$	0 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	$0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * N_{b4,Ed} * e$
$A_w =$	$24,00$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	

VERIFICATION DES SOUDURES

$e = 0$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$I_0 = 3987,76$ [cm⁴] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_N = 230,43$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial

$$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} / A_s$$

$\tau_{Mx} = 0,00$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x

$$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$$

$\tau_{Mz} = 0,00$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$$

$\tau = 230,43$ [MPa] Contrainte résultante

$$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$$

$\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = 275,09$ [MPa]

$$f_{vw,d} = f_w / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$\tau \leq f_{vRd}$ $230,43 < 275,09$ **vérifié** (0,84)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 53,21$ [cm²] Aire de la section

$N_{plRd} = 1463,16$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-553,03| < 1463,16$ **vérifié** (0,38)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,84

Annexe F



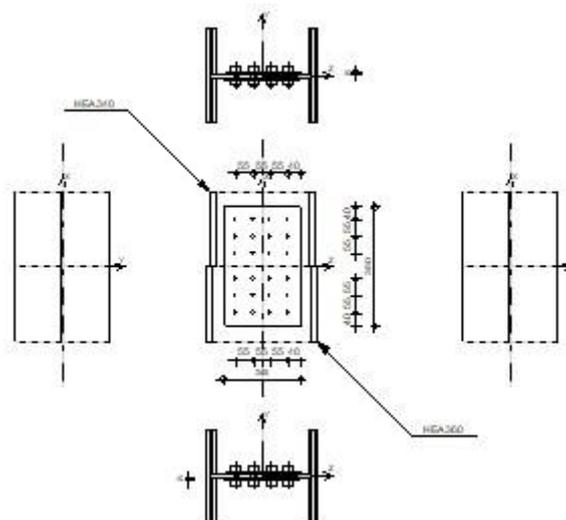
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,96



GENERAL

Assemblage N°: 7

Nom de l'assemblage : Continuité de poteau

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 360

$h_{c1} = 350$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fc1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wc1} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fc1} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{c1} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{c1} = 142,76$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yc1} = 33089,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yc1} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc1} = 405,00$ [MPa]

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 340

$h_{c2} = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc2} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc2} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c2} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c2} = 133,47$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc2} = 27693,10$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yc2} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc2} = 405,00$ [MPa]

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 380$ [mm] Longueur de la platine

$h_{pw} = 245$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{pw} = 8$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{ypw} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{upw} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = 5.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	340,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	500,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	3		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	55	[mm]	Ecartement
$p_1 =$	55	[mm]	Entraxe

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	5.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	340,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	500,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	3		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	55	[mm]	Ecartement
$p_1 =$	55	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

ETAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} = 751,00$ [kN] Effort axial
 $V_{y,Ed1} = 22,00$ [kN] Effort tranchant
 $V_{z,Ed1} = 0,00$ [kN] Effort tranchant
 $M_{y,Ed1} = -13,00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{Vz,Ed1} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $N_{Ed2} = 650,00$ [kN] Effort axial
 $V_{y,Ed2} = 22,00$ [kN] Effort tranchant
 $V_{z,Ed2} = 0,00$ [kN] Effort tranchant
 $M_{y,Ed2} = -13,00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{Vz,Ed2} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

PAROI INFERIEURE

Effort axial

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 39,20$	751,00	-	$N_{Ed,pw} = 751,00$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 39,20$	$V_{z,Ed,pw} = 0,00$

Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,pw} = 39,20$	$V_{y,Ed,pw} = 22,00$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (2 * A_{pw})$$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 1960,82$	-13,00	$M_{y,Ed,pw} = -13,00$

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw})$$

Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pw} = 33,84$	$M_{z,Ed,pw} = 0,00$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (2 * I_{z,pw})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 120,6$ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un
= 4] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), p_2/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$$F_{b,Rd1x} = 120,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,77 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,77 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 124,50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,74 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 192,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,74 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 192,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

ÉTAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$$M_y = \begin{matrix} - \\ 13,0 \\ 0 \end{matrix} \begin{matrix} [\text{kN} \\ \cdot \\ \text{m}] \end{matrix} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_y = M_{y,Ed,pw}$$

$$F_{x,N} = \begin{matrix} 62,5 \\ 8 \end{matrix} \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x} \quad F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$$

$M_y = 13,0$	$\frac{[kN \cdot m]}{0}$	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw}$
$F_{x,My} = 15,4$	$\frac{[kN]}{2}$	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_y sur la direction x	$F_{x,My} = M_y \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 10,2$	$\frac{[kN]}{8}$	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_y sur la direction z	$F_{z,My} = M_y \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 78,0$	$\frac{[kN]}{0}$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 10,2$	$\frac{[kN]}{8}$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,My}$
$F_{Ed} = 78,6$	$\frac{[kN]}{7}$	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 120,0$	$\frac{[kN]}{00}$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 124,5$	$\frac{[kN]}{50}$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 78,00 < 120,00$	vérifié	(0,65)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 10,28 < 124,50$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$78,67 < 120,64$	vérifié	(0,65)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		10,50	84,78	751,00 (*1)	3600,13 (**)	0,21	vérifié
2		10,50	84,78	751,00 (*1)	3600,13 (**)	0,21	vérifié
3		21,00	11,10	751,00 (*1)	782,97 (**)	0,96	vérifié

(*1) $V_0 = N_{wEd}$

(**) $V_{eff,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		8,40	11,36	375,50 (*1)	593,45 (**)	0,63	vérifié
2		8,40	11,36	375,50 (*1)	593,45 (**)	0,63	vérifié
3		16,80	8,88	375,50 (*1)	626,38 (**)	0,60	vérifié

(*1) $V_0 = N_{wEd}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

A_t = 55,63 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 55,63 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,90 > 0,68$$

W = 1890,85 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rd} = 519,98 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rd} = W * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rd} \quad |-13,00| < 519,98 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

ÉCLISSE D'AME

A_t = 19,60 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 13,84 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,64 < 0,68$$

W = 80,03 [cm³] Facteur élastique de la section

W_{net} = 62,13 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rdnet} = 17,08 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-6,50| < 17,08 \quad \text{vérifié} \quad (0,38)$$

PAROI SUPERIEURE

Effort axial

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 39,20$	650,00	-	$N_{Ed,pw} = 650,00$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 39,20$	$V_{z,Ed,pw} = 0,00$

Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,pw} = 39,20$	$V_{y,Ed,pw} = 22,00$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (2 * A_{pw})$$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 1960,82$	-13,00	$M_{y,Ed,pw} = -13,00$

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw})$$

Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pw} = 33,84$	$M_{z,Ed,pw} = 0,00$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (2 * I_{z,pw})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 120,6$ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
= 4] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 114,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,77$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,77 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 118,28$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 192,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 192,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$M_y = 13,0$ =	$\frac{[kN^*]}{m}$	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw}$
$F_{x,N} = 54,1$ =	$[kN]$	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
$F_{x,My} = 15,4$ =	$[kN]$	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_y sur la direction x	$F_{x,My} = M_y * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 10,2$ =	$[kN]$	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_y sur la direction z	$F_{z,My} = M_y * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 69,5$ =	$[kN]$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 10,2$ =	$[kN]$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,My}$
$F_{Ed} = 70,3$ =	$[kN]$	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 114,00$ =	$[kN]$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 118,28$ =	$[kN]$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 69,58 < 114,00$	vérifié	(0,61)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 10,28 < 118,28$	vérifié	(0,09)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$70,34 < 120,64$	vérifié	(0,58)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		9,97	80,04	650,00 (*1)	3399,82 (**)	0,19	vérifié
2		9,97	80,04	650,00 (*1)	3399,82 (**)	0,19	vérifié
3		19,95	10,54	650,00 (*1)	743,82 (**)	0,87	vérifié

(*1) $V_0 = N_{wEd}$

$$(**) V_{\text{effRd}} = f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{\text{M2}} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{\text{M0}}$$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{\text{eff,Rd}}$ [kN]	$ V_0 /V_{\text{eff,Rd}}$	Etat
1		8,40	11,36	325,00 (*1)	593,45 (**)	0,55	vérifié
2		8,40	11,36	325,00 (*1)	593,45 (**)	0,55	vérifié
3		16,80	8,88	325,00 (*1)	626,38 (**)	0,52	vérifié

$$(*1) V_0 = N_{\text{wEd}}$$

$$(**) V_{\text{effRd}} = f_u \cdot A_{\text{nt}} / \gamma_{\text{M2}} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{\text{nv}} / \gamma_{\text{M0}}$$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$$A_t = 52,63 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,\text{net}} = 52,63 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,\text{net}}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{\text{M2}}) / (f_u \cdot \gamma_{\text{M0}}) \quad 0,90 > 0,68$$

$$W = 1678,37 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{\text{c,Rd}} = 461,55 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{\text{c,Rd}} = W \cdot f_{\text{yp}} / \gamma_{\text{M0}}$$

$$|M_0| \leq M_{\text{c,Rd}} \quad |-13,00| < 461,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

ÉCLISSE D'AME

$$A_t = 19,60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,\text{net}} = 13,84 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,\text{net}}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{\text{M2}}) / (f_u \cdot \gamma_{\text{M0}}) \quad 0,64 < 0,68$$

$$W = 80,03 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$W_{\text{net}} = 62,13 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{\text{c,Rdnet}} = 17,08 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{\text{c,Rdnet}} = W_{\text{net}} \cdot f_{\text{yp}} / \gamma_{\text{M0}}$$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$

$|-6,50| < 17,08$

vérifié

(0,38)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,96