



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du titre de Master en Génie Civil
Option : Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+3 EN CHARPENTE
METALLIQUE A USAGE ADMINISTRATIF**

Présenté par :

MME Hellou El-kaissa
MME Touag Lyza

Encadré par :

Mr Kernou Nassim

Examiné par :

Mr Ramdani
Mr Benyessad

2020/2021

Dédicace

Je dédie ce travail à mon cher papa Hellow Mohamed parti trop tôt qui m'a toujours soutenu et ma transmis toutes les valeurs nobles puissent dieu l'avoir en sa sainte miséricorde.

A ma chère maman que je considère comme mon exemple de réussite et de bonté qui a œuvré de par son amour et son soutien pour ma réussite et à qui j'exprime ma profonde et éternelle gratitude.

A mon cher mari qui a toujours été là pour moi a m'encourager et me pousser a avancer je ne te remercierais jamais assez.

Ma chère sœur Nora, son mari et ses enfants (nabila, lynda et walid)

Mes chers frères

A ma chérie dodo qui m'a toujours encouragé, aider dans tout ce que j'entreprends

Et à toutes les personnes qui me sont chères que je n'aie pas citées.

Hellow et kaissa

Remerciement

On tient tout d'abord à remercier dieu tout puissant de nous avoir donné l'inspiration, le courage ainsi que la force de mener à bien ce travail

On tient à exprimer notre grande reconnaissance et notre profonde gratitude à l'égard de :

yacine qui nous a beaucoup aidé par ses précieux conseils.

Toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Notre encadreur « Mr Kernou » qui nous a encouragé et soutenu tout au long de la réalisation de ce modeste travail.

Enfin il nous est très agréable d'exprimer nos meilleurs sentiments envers les membres de jury, qui ont bien voulu nous honorer de leur présence et assister à la soutenance de notre mémoire afin d'évaluer nos efforts.

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant toute ma vie, et à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude, longue vie a eu et que dieu les protège.

À mon cher mari qui est toujours là à m'épauler et m'encourager dans tout ce que j'entreprends.

À toute ma famille que j'aime énormément : je vous souhaite beaucoup de bonheur du monde.

À mes chers amis avec qui j'ai passé d'agréables moments.

Et à toutes les personnes qui me sont chères que je n'aie pas citées.

Touag lyza

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 01	1
1.1 INTRODUCTION	2
1.2 SITUATION DE L'OUVRAGE	2
1.3 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES.....	2
1.4 CARACTERISTIQUE STRUCTURALE	3
1.4.1 Ossature de la structure :.....	3
1.4.2 Planchers :.....	3
1.4.3 Les escaliers.....	4
1.4.4 L'acrotère :.....	4
1.4.5 Terrasse :.....	4
1.5 MATERIAUX UTILISES :	4
1.5.1 Acier pour la charpente métallique	5
1.5.2 Acier de ferrailage	5
1.5.3 Les tôles utilisées pour les planchés.....	5
1.5.4 Le Béton :.....	6
1.5.5 Maçonnerie.....	6
1.6 LES ASSEMBLAGES.....	6
1.7 CARACTERISTIQUE GEOTECHNIQUE DU SOL D'IMPLANTATION DE NOTRE STRUCTURE.....	7
1.8 ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS	7
1.8.1 Actions.....	7
1.8.2 Coefficients partiels de sécurité γ	8
1.9 LIMITE DES FLECHES ET DES DEPLACEMENTS :	8
1.9.1 Flèches horizontales	8
1.9.2 Flèches verticales.....	9
1.10 REGLEMENTS UTILISES :	9
1.11 LES LOGICIELS UTILISES.....	9
1.12 REGULARITE DE LA STRUCTURE :	9
1.13 CONCLUSION	10
CHAPITRE 02	11
2.1 INTRODUCTION	12
2.2 LES CHARGES PERMANENTES (G).....	12
2.2.1 Les planchers.....	12
CARACTERISTIQUES DE LA TOLE COFRASTRA40 :	12
2.2.2 Les cloisons	13
2.2.3 Les escaliers.....	14
2.3 LES SURCHARGES D'EXPLOITATION :	14
2.4 CHARGES CLIMATIQUES	15
2.4.1 La charge de la neige et du vent	15
CHAPITRE 03	16
3.1 INTRODUCTION :.....	17
3.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :	17
3.3 LES SOLIVES	19
3.3.1 RDC, Etage 1,2 et 3.....	19

3.3.2	Les sommiers :	22
3.3.3	Pré-dimensionnement des poteaux :	26
3.4	ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :	30
3.4.1	Etude de l'acrotère :	30
3.4.2	Calcul des escaliers.....	38
3.4.2.1	Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier	39
3.5	CONCLUSION :	49
	CHAPITRE 04	50
4.1	INTRODUCTION	51
4.2	AVANTAGES DE L'UTILISATION D'UN PLANCHER MIXTE :	51
4.3	CARACTERISTIQUES DES SECTIONS TRANSVERSALES DES DALLES MIXTES :	52
4.3.1	La largeur participante de la dalle :	52
4.3.2	Section équivalente acier béton :	52
4.4	CALCUL DE LA DALLE MIXTE :	52
4.4.1	La vérification a la phase de construction :	53
4.4.2	La vérification a la phase finale :	55
4.5	CALCUL DES CONNECTEURS.....	59
4.5.1	Dimension du connecteur.....	59
4.5.2	Ferraillage de la dalle :	61
	CHAPITRE 05	64
5.1	INTRODUCTION	65
5.2	ETAPES DE LA MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	65
5.3	ANALYSE DE LA STRUCTURE.....	66
5.3.1	Type d'Analyse.....	66
5.3.2	La méthode statique équivalente :	67
5.3.3	Méthode d'analyse modale spectrale.....	69
5.4	VERIFICATION DE LA STRUCTURE :	73
5.4.1	Vérification de la période fondamentale de la structure :	73
5.4.2	Vérification de la participation massique :	73
5.4.3	Vérification de la force sismique a la base :	74
5.4.4	Vérification des déplacements.....	74
5.4.5	Effet de second ordre P- Δ	75
	CHAPITRE 06	76
6.1	INTRODUCTION	77
6.2	VERIFICATION DES ELEMENTS.....	77
6.2.1	Vérification de la poutre principale IPE550	77
6.2.2	Vérification de la poutre secondaire IPE330 :	80
6.2.3	Vérification des poteaux HEA 450.....	84
6.2.4	Vérification des systèmes de contreventement.....	88
	CHAPITRE 07	93
7.1	INTRODUCTION :	94
7.2	FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES :	94
7.2.2	Assemblage poteau-poutre :	96
7.2.3	Assemblage par éclissage (Epissure poteau) :	101
7.2.4	Éclisse d'âme.....	103
7.2.5	Platine externe droite.....	103
7.2.6	Platine externe gauche.....	103
7.2.7	Paroi inférieure.....	103

7.2.8	Paroi supérieure	104
7.2.9	Coefficients de matériau	104
7.3	EFFORTS	104
7.3.1	Etat limite: ultime	104
7.4	RESULTATS	105
7.4.1	Boulons raccordant une éclisse d'âme à l'âme du poteau	105
7.4.2	Boulons raccordant une éclisse d'aile à l'aile droite du poteau	105
7.4.3	Boulons raccordant une éclisse d'aile à l'aile gauche du poteau	105
7.4.4	Vérification de la section pour le cisaillement de bloc - [3.10]	106
7.4.5	Vérification des sections affaiblies par les trous - [5.4]	106
7.5	GEOMETRIE	109
7.5.1	Poutre principale	109
7.5.2	Gauche	109
7.5.3	Poutre	109
7.5.4	Encoche de la poutre	109
7.5.5	Cornière	109
7.5.6	Boulons	109
7.5.7	Droite	109
7.5.8	Poutre	109
7.5.9	Encoche de la poutre	110
7.5.10	Cornière	110
7.5.11	Boulons	110
7.5.12	Coefficients de matériau	110
7.6	EFFORTS	110
7.6.1	Gauche	110
7.6.2	Droite	111
7.7	RESULTATS	111
7.7.1	Gauche	111
7.7.2	Boulons assemblant la cornière à la poutre principale	111
7.7.3	Boulons assemblant la cornière à la poutre	111
7.7.4	Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal) 112	
7.7.5	Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous 112	
7.7.6	Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous 112	
7.7.7	Droite	112
7.7.8	Boulons assemblant la cornière à la poutre principale	112
7.7.9	Boulons assemblant la cornière à la poutre	113
7.7.10	Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort axial)	113
7.7.11	Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal) 113	
7.7.12	Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous 114	
7.7.13	Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous 114	
7.7.14	Vérification de la poutre principale	114
7.7.15	6.4.4. Assemblage contreventement par gousset boulonné :	115
7.8	GENERAL	116
7.8.1	Boulons	116

7.8.2	Soudures	116
7.8.3	Gousset	116
7.8.4	Coefficients de matériau	117
7.9	EFFORTS	117
7.10	RESULTATS	117
7.10.1	Barre 4	117
7.10.2	Attache gousset	117
7.11	GENERAL	119
7.12	GEOMETRIE	120
7.12.1	Poteau	120
7.12.2	Platine de prescellement	120
7.12.3	Ancrage	120
7.12.4	Raidisseur	120
7.12.5	Coefficients de matériau	120
7.12.6	Semelle isolée	120
7.12.7	Soudures	121
7.13	EFFORTS	121
7.14	RESULTATS	121
7.14.1	Zone comprimée	121
7.14.2	Contrôle de la résistance de l'assemblage	121
7.14.3	Cisaillement	122
7.14.4	Contrôle des raidisseurs	122
7.14.5	Soudures entre le poteau et la plaque d'assise	122
7.14.6	Soudures verticales des raidisseurs	123
7.14.7	Soudures horizontales des raidisseurs	123
7.14.8	Rigidité de l'assemblage	123
	CHAPITRE 08	124
8.1	INTRODUCTION :.....	125
8.2	COMBINAISONS DE CALCUL :.....	125

LISTE DES FIGURES

Figure 1 Vue d'ensemble du projet (Modélisation Robot)	2
Figure 2 Composition d'un plancher mixte	4
Figure 3 Vue en 3D de l'escalier	4
Figure 4 Cofrastra40 pour la réalisation des planchers	6
Figure 05 les éléments constructifs de la dalle mixte	12
Figure 06 disposition des solives(etage courant)	20
Figure 07 Schéma statique d'un sommier	22
Figure 14 poutre secondaire uniformément chargée	24
Figure 08 surface reprise par le poteau le plus sollicité par la charge du vent (direction V2 et V4)	27
Figure 09 surface afférente du poteau le plus sollicité	27
Figure 10 Dimensions de l'acrotère	30
Figure 11 Sollicitations sur l'acrotère	32
Figure 12 Schémas de ferrailage de l'acrotère	37
Figure 13 Coupe de l'escalier	38
Figure 14 Schéma statique de l'escalier	39
Figure 15 Vue en 3D de notre escalier	40
Figure 23 Distribution des charges sur la solive	40
Figure 16 Distribution des charges sur la solive	41
Figure 17 Schéma statique du limon	44
Figure 18 Disposition limon	44
Figure 19 Schéma statique de la poutre	46
Figure 20 Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées	47
Figure 21 Plancher mixte (Acier-Béton)	51
Figure 22 Largeur de la dalle effective	53
Figure 23 dimension des connecteurs	59
Figure 24 Vue 3D de la structure a modélisée avec ROBOT	66
Figure 25 : Spectre de réponse selon X Figure 26 : Spectre de réponse selon Y	71
Figure 27 La déformée du mode 1	72
Figure 28 La déformée du mode 2	72
Figure 29 Illustration de La poutre principale la plus sollicitée	77
Figure 30 Illustration de La poutre secondaire la plus sollicitée	81
Figure 31 Illustration Le poteau le plus sollicité	84
Figure 32 Illustration de Palé de stabilité Le plus sollicité	88
Figure 33 Illustration de poutre eu vent La plus sollicité	90
Figure 34 Présentation d'un boulon	95
Figure 35 Assemblage poteau-poutre par jarret	96
Figure 36 Assemblage extension poteau	102

Figure 37 Assemblage poutre-solive	108
Figure 38 Assemblage contreventement par gousset boulonné	115
Figure 39 Assemblage pied de poteau par encastrement	119
Figure 40 Schéma de ferrailage de la semelle.....	129
Figure 41 Schéma de ferrailage des longrines.....	129

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 Propriétés mécaniques de l'acier utilisé	5
Tableau 2 Propriété du béton.....	6
Tableau 3 Coefficients partiels de sécurité γ	8
Tableau 4 les caractéristiques du bac d'acier COFRASTRA40.....	12
Tableau 5 Evaluation des charges pour le plancher terrasse	13
Tableau 6 Evaluation des charges sur les murs extérieur	13
Tableau 7 Evaluation des charges sur les murs interieur	13
Tableau 8 Evaluation des charges sur la volée.....	14
Tableau 9 Evaluation des charges sur le palier	14
Tableau 10 valeurs limite recommandées pour les flèches verticales.....	18
Tableau 11 Vérification de la résistance des solives	21
Tableau 12 Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre principales du RDC , 1er ,2ème 3ème étage.....	24
Tableau 13 Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre secondaire (4eme étage)	26
Tableau 14 Évaluation des charges sur le poteau	28
Tableau 15 : Résumé du pré dimensionnement des poteaux.....	29
Tableau 16 caractéristique des solives de la volée	40
Tableau 17 caractéristique de l'IPE140	41
Tableau 18 caractéristique de l'UPN 200	44
Tableau 19 Vérification de la flèche du plancher terrasse durant la phase de construction	54
Tableau 20 Vérification des sollicitations sur les solives du plancher terrasse durant la phase de construction	55
Tableau 21 Les différentes charges durant la phase finale	55
Tableau 22 vérification de la position de l'axe neutre.....	56
Tableau 23 Valeur de pénalités	68
Tableau 24 Poids total des différents niveaux.....	68
Tableau 25 valeurs des modes propres.....	73
Tableau 26 Pourcentage de participation de masse.....	73
Tableau 27 Déplacement selon le sens XX	74
Tableau 28 Déplacement selon le sens YY	74
Tableau 29 Effet P- Δ xx.....	75
Tableau 30 Effet P- Δ yy.....	75
Tableau 31 les Sollicitations dans la poutre principale	77
Tableau 32 les Sollicitations dans la poutre principale	81
Tableau 33 les Sollicitations dans le poteau.....	84

Tableau 34 les Sollicitations dans le Palé de stabilité.....	90
Tableau 35 Caractéristiques des boulons.....	94
Tableau 36 Valeurs de β_w	96

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. On observe deux grandes distinctions au sein du génie civil : le bâtiment et les travaux publics. Ces domaines ne sont pas antonymes, mais les besoins de l'économie ont fait que ces spécialités se sont affûtées au fil du temps. Quelle que soit sa spécialisation, l'ensemble du travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. En fait, l'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale.

Dans l'une des deux disciplines, le bâtiment est aussi vaste et diffère d'un projet à un autre dans sa conception, type de structure et les matériaux utilisés. Durant notre formation on a travaillé sur des projets en béton et pour mettre en pratique et enrichir nos connaissances théoriques en charpente métallique et explorer d'autres horizons on a choisi de faire une étude d'un projet en structure métallique comme projet de fin de cycle.

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+3) en construction métallique à usage administratif située à Bejaia. Afin que le travail soit en respect des normes on utilisera des règlements à savoir (RNV99/2003, CCM97, RPA99/003, Eurocode3, Eurocode4, BAEL). Quand à la modélisation elle sera faite à l'aide du logiciel ROBOT Autodesk.

À partir des plans architecturaux on a élaboré un programme d'étude de huit chapitres :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation de l'ouvrage, la définition des matériaux utilisés ainsi que les règlements à respecter.

Dans le chapitre deux on procédera à l'étude climatique et définir les différentes actions appliquées sur la structure (neige, vent...).

Le troisième chapitre sera consacré au pré dimensionnement des éléments selon l'Eurocode3 et l'étude des éléments secondaires (escalier, acrotère).

Dans le quatrième chapitre on abordera le calcul et vérification des planchers mixtes.

Ensuite dans le cinquième chapitre se fera l'étude sismique de notre bâtiment et la modélisation à partir du logiciel ROBOT.

Le chapitre six se basera sur la vérification de l'ossature notamment les éléments principaux (poteaux, poutres...).

Le septième chapitre traitera les assemblages (calcul et vérification) qui caractérisent l'ossature métallique.

En fin le huitième et dernier chapitre sera consacré à l'étude et dimensionnement de l'infrastructure.

On conclura par une conclusion générale qui synthétisera notre travail.

CHAPITRE 01

Présentation de l'Ouvrage et Hypothèses de Calcul

1.1 Introduction

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment en R+3 en charpente métallique à usage administratif ; la structure est de forme rectangulaire avec une terrasse inaccessible ; le bâtiment sera réaliser avec un système de contreventement en X ainsi que des planchers mixte (acier-béton). Ce projet est actuellement en phase d'étude.

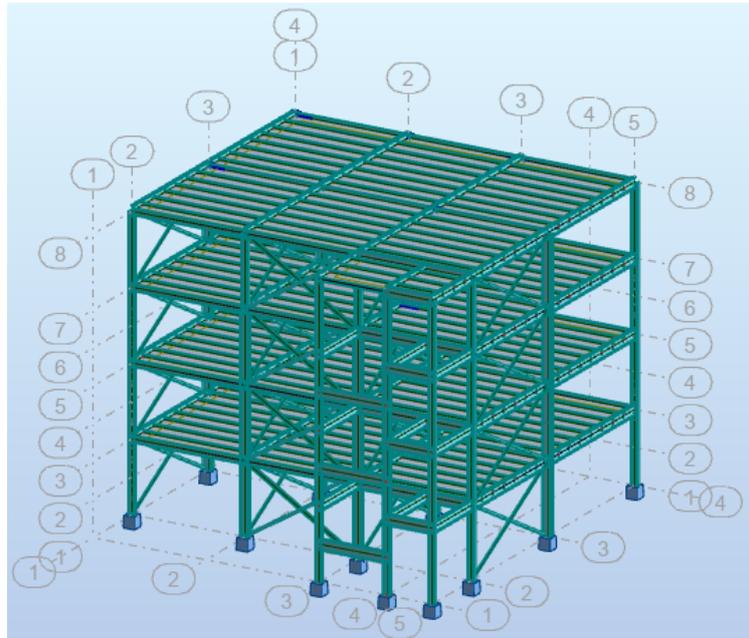


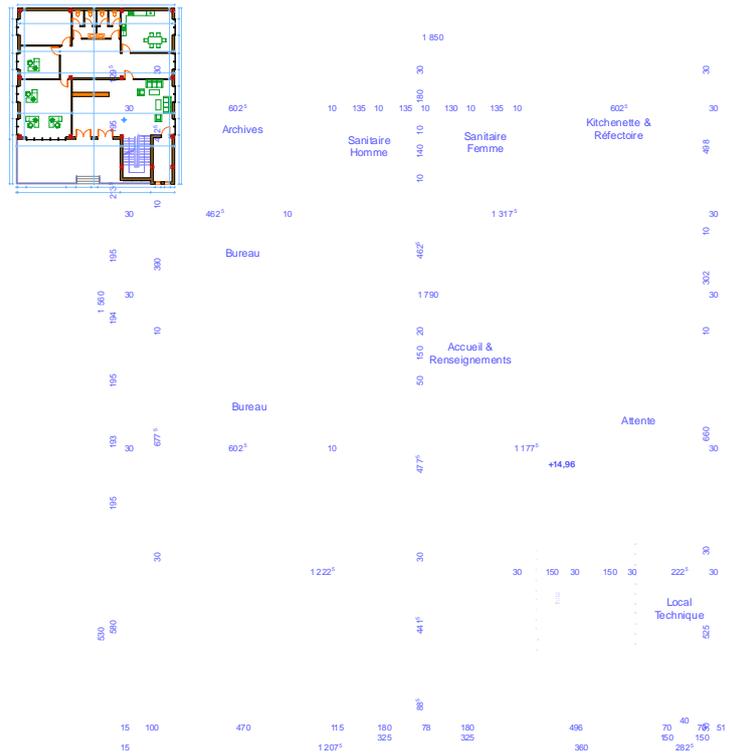
Figure 1 Vue d'ensemble du projet (Modélisation Robot)

1.2 Situation de l'Ouvrage

Le présent projet sera implanté au niveau de la zone d'activité EL-KSEUR de la wilaya de Bejaia qui est classée selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa).

1.3 Caractéristique géométriques

- Longueur totale du bâtiment : 20.95m
- Largeur totale du bâtiment : 18.50m
- Hauteur totale du bâtiment : 15.76m
- Hauteur de l'étage courant : 3.74m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.74m
- Surface totale : 329.07 m²
- Hauteur de l'acrotère : 0.80m



Plan R.D.C.Ech 1/100.

Voir annexe 01

1.4 Caractéristique Structurale

1.4.1 Ossature de la structure :

La structure est constituée de portiques métalliques contreventés par des palées de stabilités en X (Croix Saint André).

1.4.2 Planchers :

Concernant les planchers, on va choisir des planchers mixtes à dalle collaborant, dont la composition est illustrée sur la figure 2:

- Dalle de compression en béton armé d'épaisseur 10cm
- Une tôle nervurée de type cofrastra40 : e=4cm
- Poutres de section en I (solive) : IPE
- Connexion (goujons)

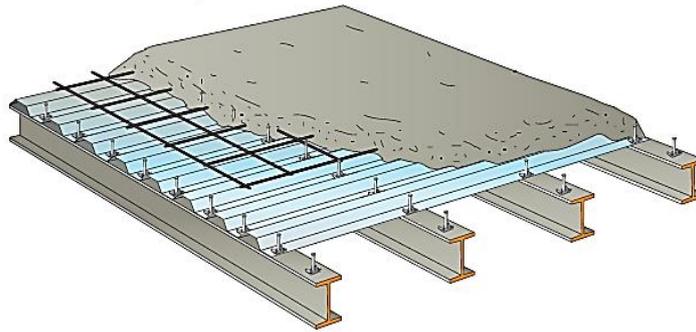


Figure 2 Composition d'un plancher mixte

1.4.3 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Pour notre bâtiment on va utiliser un seul type d'escalier à deux volées plus un palier de repos.

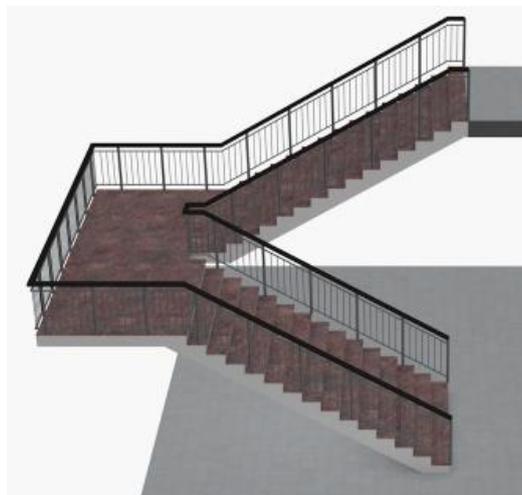


Figure 3 Vue en 3D de l'escalier

1.4.4 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse son remplissage se fait à l'aide de béton coulé sur place.

1.4.5 Terrasse :

La terrasse inaccessible est un toit plat non aménagé. Cet élément a pour fonction principale d'assurer la transition des efforts horizontaux (poussée des terres, vent, séismes) vers les éléments de contreventement.

1.5 Matériaux utilisés :

Les matériaux utilisés sont les suivants :

1.5.1 Acier pour la charpente métallique

L'acier est un matériau issu de matières premières naturelles et il est constitué principalement de fer et de carbone (dont la teneur en carbone ne dépasse pas 1%).

L'acier de construction doit satisfaire plusieurs conditions à savoir :

- L'allongement à la rupture ε_u doit être supérieur à 15%.
- L'allongement à la rupture ε_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ε_y (correspondant à f_y).
- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y .

Dans notre cas on va utiliser un acier de nuance S235 qui possède les propriétés suivantes :

Nuance de l'acier	S235
Limite élastique	$f_y = 235 \text{ MPa}$
Résistance à la traction	$f_u = 360 \text{ MPa}$
Densité volumique	$\rho = 7850 \text{ Kg /m}^3$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210000 \text{ MPa}$
Module d'élasticité transversale	$G = 0.42 E \text{ MPa}$
Coefficient de poisson	$\nu = 0.3$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12.10^{-6} \text{ par}^\circ\text{C}$

Tableau 1 Propriétés mécaniques de l'acier utilisé

1.5.2 Acier de ferrailage

Pour le ferrailage des éléments en béton. On va utiliser des barres d'acier HA de nuance Fe400.

1.5.3 Les tôles utilisées pour les planchés

Pour les planchers on va utiliser des tôles nervurées cofrastra40 qui participent à la résistance du plancher et qui servira aussi comme coffrage.

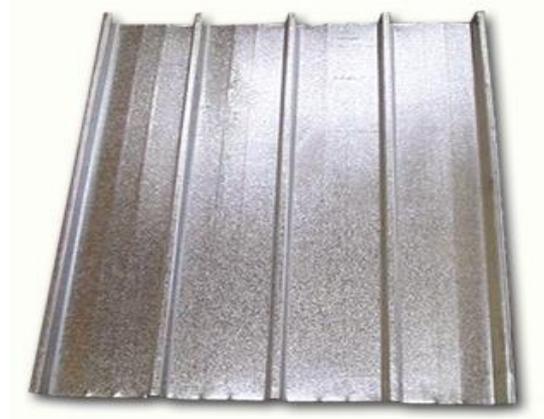


Figure 4 Cofrastra40 pour la réalisation des planchers

1.5.4 Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu forme une pâte qui durcit rapidement.

Le béton utilisé pour notre projet, est dosé à 350 Kg /m³ de ciment ordinaire CPJ325 dont les résistances caractéristiques sont illustrés ci-dessous :

Classe de résistance du béton	C 25/30
La résistance à la compression à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3$
Coefficient de retrait	$\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6}$.
Coefficient de dilatation thermique	$\theta = 10^{-4} \text{ par } ^\circ\text{C}$

Tableau 2 Propriété du béton

1.5.5 Maçonnerie

Ce sont des éléments secondaires qui n'ont aucun rôle dans la résistance de la structure. Les murs extérieurs : sont réalisés en brique creuses.

1.6 Les assemblages

La caractéristique majeure des ossatures métallique est la possibilité d'assembler des éléments élaborés en des lieux et des instants différents sur le site de construction ce qui permet d'avoir des structures de grandes portées fiable et stable.

On distingue deux types d'assemblages très utilisés :

- Boulonnage : les boulons HR sont choisis pour la réalisation des assemblages rigides (encastresments) et les boulons ordinaires pour les assemblages qui sont considérés comme des articulations.
- Soudage : pour le cas des assemblages soudés on utilise des soudures par fusion avec fil-électrode fusible.

1.7 Caractéristique géotechnique du sol d'implantation de notre structure

À l'issue de l'étude de sol, il en ressort :

- Un sol meuble qui est classé dans la catégorie de site S3
- Une contrainte admissible $\sigma_{adm} = 1.75bars$
- Un système de fondation en semelles filantes à une profondeur d'ancrage de 2.20m

1.8 Actions et Combinaisons d'actions

1.8.1 Actions

- Actions variables Q_i

Charges appliquées en cours d'exécution

Charges d'exploitation

- Actions permanentes G_i

Poids propre des éléments de la construction

Poids propre des équipements fixes

- Actions climatiques W, S

Charge du vent (w)

Charge de neige (s)

- Actions accidentelles E_i

Le séisme

1.8.1.1 Combinaisons d'actions à l'E.L.U

Pour les structures bâtiments on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{Gj} G_{Kj} + 1.5 Q_{kmax}$$

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables

$$\sum_j \gamma_{Gj} G_{Kj} + 1.35 \sum_i Q_{k,i}$$

1.8.1.2 Les états limites de service

Combinaisons a L'E.L.S

Pour les structures bâtiment on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{Kj} + Q_{kmax}$$

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{Kj} + 1.5 \sum_{i>1} Q_{k,i}$$

1.8.1.3 Situation accidentelle

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\sum G + Q_1 + E$$

$\sum G + Q_1 + 1.2E$ (pour le calcul des poteaux des portiques autostable)

$$\sum 0.8 G \pm E$$

1.8.2 Coefficients partiels de sécurité γ

	Actions permanentes γ_G	Actions variables γ_Q
Effet défavorable	1.35	1.5
Effet favorable	1	0

Tableau 3 Coefficients partiels de sécurité γ

1.9 Limite des flèches et des déplacements :

1.9.1 Flèches horizontales

On à un bâtiment avec des étages donc la flèche est :

Pour entre niveau : $= \frac{h}{250}$ avec h c'est la hauteur d'étage.

Pour toutes les structures : $= \frac{h_0}{420}$ avec h_0 c'est la hauteur totale.

1.9.2 Flèches verticales

Les valeurs limite recommandées pour les flèches verticales sont données dans le tableau (4.1) du CCM97 comme suit :

Plancher terrasse : $f_{adm} = \frac{1}{250}$

Plancher courant : $f_{adm} = \frac{1}{250}$

1.10 Règlements utilisés :

L'étude de ce projet, exige quelques règlements utilisés en Algérie :

- **DTR C 2-4.7** : règlement neige et vent Algérien 2013.
- **CCMA97** : Code Construction Métallique Algérien97 et Eurocode 3 (calcul des structures en acier).
- **RPA 99 V2003** : règlement parasismique Algérien V2003.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire pour les Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé
- **Eurocode 04 (calcul de la structure mixte acier-béton)**.

1.11 Les logiciels utilisés

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

1.12 Régularité de la structure :

Selon le règlement parasismique Algérien RPA99/2003. (Article 3.5.1) chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation.

➤ Régularité en plan

Selon l'article (3.5.1.a) du RPA, les conditions sont pas respectées (présence de décrochement) donc le bâtiment est classé pas régulier en plan.

➤ Régularité en élévation

Selon l'article (3.5.1.b) du RPA, les conditions sont respectées donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

1.13 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une idée globale sur le projet à étudier ainsi que les différents matériaux utilisés, combinaisons d'actions et différents règlements à suivre dans l'étude.

CHAPITRE 02

Evaluation des charges et surcharges

2.1 Introduction

Dans ce chapitre on procède a la définition des différentes charges agissant sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermiques et climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Les charges et surcharges ont été présent dans le document technique règlementaire D.T.R-BC.2.2. (Charges et surcharges).

2.2 Les charges permanentes (G)

Elles sont constituées des poids propres des différents éléments porteurs du poids des finitions et ainsi que du poids de l'enveloppe (façade et toiture).

2.2.1 Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton arme de 10cm d'épaisseur et repose sur un coffrage **cofrastra40**.

Caractéristiques de la tôle COFRASTRA40 :

Cofrastra 40 est une tôle nervure destine a la réalisation des dalles mixtes. L'adhérence du béton au profil donne a la dalle ainsi armée l'appellation de plancher collaborant.

Profil multi usages, Cofrastra 40 s'adapte a tout type de construction.

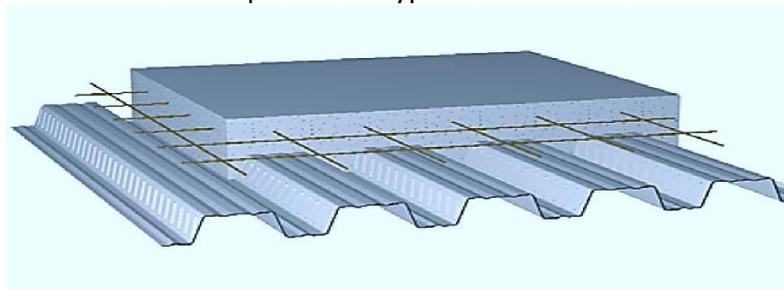


Figure 5 les éléments constructifs de la dalle mixte

Hauteur des nervures (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur utile du bac (mm)	Epaisseur de la tôle (mm)	Poids propre KN /m ²
40	150	751	1	0.15

Tableau 4 les caractéristiques du bac d'acier COFRASTRA40

2.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Dalle terrasse inaccessible	Gravillon de protection	5	1	6.23
	Etanchéité multicouches	2	0.12	
	Forme de pente en béton	10	2.2	
	Isolation thermique en liège	4	0.16	
	Dalle en béton arme	10	2.5	
	Tôle type COFRASTRA 40	/	0.15	
	Faux plafond	/	0.1	

Tableau 5 Evaluation des charges pour le plancher terrasse

2.2.1.2 Plancher étage courant

Dalle courante	Cloisons de séparation	10	0.9	4.49
	Revêtement en carrelage	2	0.4	
	Mortier de pose	2	0.4	
	Lit de sable	3	0.54	
	Dalle en béton arme	10	2.5	
	Tôle type COFRASTRA40	/	0.15	
	Faux plafond	/	0.1	

2.2.2 Les cloisons

2.2.2.1 Mur extérieur

Mur extérieure	Enduit extérieure en ciment	1.5	0.27	2.57
	Briques creuses	25	2.15	
	Enduit intérieure en plâtre	1.5	0.15	

Tableau 6 Evaluation des charges sur les murs extérieur

2.2.2.2 Mur intérieur

Mur intérieure	Enduit en plâtre	1.5	0.15	1.44
	Briques creuses	10	0.9	
	Enduit en plâtre	1.5	0.15	

Tableau 7 Evaluation des charges sur les murs interieur

2.2.3 Les escaliers

2.2.3.1 Les éléments constituant la volée

Volée			
couche	Hauteur (cm)		G (KN/m ²)
Dalle en béton	h_c	$10/\cos 29.54 = 11.49$	$25 * 0.1149 = 2.87$
Mortier de pose	$h_{horizontal}$	2	$20 * 0.02 = 0.4$
	$h_{vertical}$	$2 * (17/30)$	$20 * 0.011 = 0.22$
Poids de marches	$\frac{H}{2}$	$17/2$	$22 * 0.08 = 1.76$
Revêtement en carrelage		2	$20 * 0.02 = 0.4$
Garde-corps			1
			$G_v = \sum G_i = 6.65$

Tableau 8 Evaluation des charges sur la volée

2.2.3.2 Les éléments constituant le palier

couche	Hauteur (cm)	G (KN/m ²)
Dalle en béton	10	$25 * 0.10 = 2.5$
revêtement en carrelage	2	$20 * 0.02 = 0.4$
Mortier de pose	2	$20 * 0.02 = 0.4$
		$\sum G_f = 3.3$

Tableau 9 Evaluation des charges sur le palier

2.3 Les surcharges d'exploitation :

Les surcharges sont tirées à partir du DTR-BC.2.2 comme suit :

- Rez -de -chaussée : $Q=2.5\text{KN/m}^2$.
- Etage 1,2 et 3 : $Q=2.5\text{KN/m}^2$.
- Terrasse inaccessible $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

- Escalier : $Q=2.5\text{KN/m}^2$.

2.4 Charges climatiques

2.4.1 La charge de la neige et du vent

Dans le dimensionnement de chaque bâtiment des calculs spécifique de résistance a la neige et au vent doivent être fait .la masse de neige et accumulée sous la toiture et les rafales de vent exercent des contraintes. Les composants de la structure varient selon les dimensions du bâtiment afin de garantir une résistance aux contraintes climatiques et notamment aux tempêtes.

Et pour faire ces calculs indispensables, le RNV a été mis en place afin d'harmoniser les méthodes de calcul permettant de s'assurer de la stabilité et du dimensionnement de l'ensemble des éléments constituant le bâtiment. ce sont des codes de conception et de calcul des ouvrages. les dernières modifications concernant le DTR relatif aux charges de neige et de vent datent de 2013.les codes évoluent très rapidement par rapport des données récoltées et des évènements climatiques.

Remarque

le bâtiment étudié est constitué de plancher en béton arme ce qui rend la structure lourde donc la structure est expose plus aux efforts sismiques qu'aux efforts de vent .donc dans notre étude on a négligé le calcul au vent .

CHAPITRE 03

Pré Dimensionnement et calcul des éléments secondaires

3.1 Introduction :

Toute structure doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées, cette résistance est assurée par le système de contreventement et le système porteur (les éléments structuraux).

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principale, secondaire et solives) on pré dimensionne chaque élément à partir de deux conditions :

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

Et pour cela on doit respecter les règlements suivants : **Eurocode3 et 4,RPA99/,DTR-BC.2.2,CCM97.**

3.2 Pré dimensionnement des éléments :

Le pré dimensionnement des éléments structurels se fera comme suit :

- **La condition de flèche :**

Toutes structure en acier doit être dimensionné en respectant les conditions de flèche et de manière à ce que ça reste dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagées du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage qui doivent être supportés.

Pour une poutre bi-articulée la flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \text{ avec } f_{cal} = \frac{5 \times p_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

L : portée de l'élément considéré.

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier.

P_s : charge sur le profil à l'ELS.

I_y : moment d'inertie de profilé.

Les valeurs limitent recommandées des flèches verticales (*f_{adm}*) sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

condition	δ (flèche dans l'Etat final)
Toiture en générale	L/200
Toiture supportant des personnels autres que les personnels d'entretien	L/250
Plancher en générale	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou autre matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400
Cas ou δv_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau 10 valeurs limite recommandées pour les flèches verticales

- **La condition de résistance :**

La résistance est vérifiée par la condition : $M_{sd} = \frac{P_u l^2}{8} \leq M_{plrd} = \frac{W_{plf} f_y}{\gamma_{M_0}}$

(Pour les éléments bi- articulés de sections de classe 1 et 2)

M_{sd} : moment sollicitant.

M_{rd} : moment résistant du profilé.

P_u : charge sur le profile à l'ELU.

f_y : limite d'élasticité de l'acier.

W_{pl} : module de résistance plastique.

γ_{M_0} : coefficient partiel de sécurité.

- **La vérification au cisaillement :**

A partir CCM97.p64Article.5.4.6 on doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

V_{plrd} : effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement

3.3 Les solives

Les solives sont des poutres en IPE ou IPN du plancher, permettant de reprendre les charges verticales et les transmettent aux sommiers auxquels elles sont assemblées. Elles travaillent à la flexion simple.

3.3.1 RDC, Etage 1,2 et 3

a. Caractéristiques :

- Portée de la solive : $l = 6 \text{ m}$
- Entre axe des solives : $e_{\text{solives}} = 1 \text{ m}$

La solive est sollicitée par les charges suivantes :

- $G = 2.806 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Poids propre du profilé estimé : $g_p = 0.262 \text{ kN/m}$

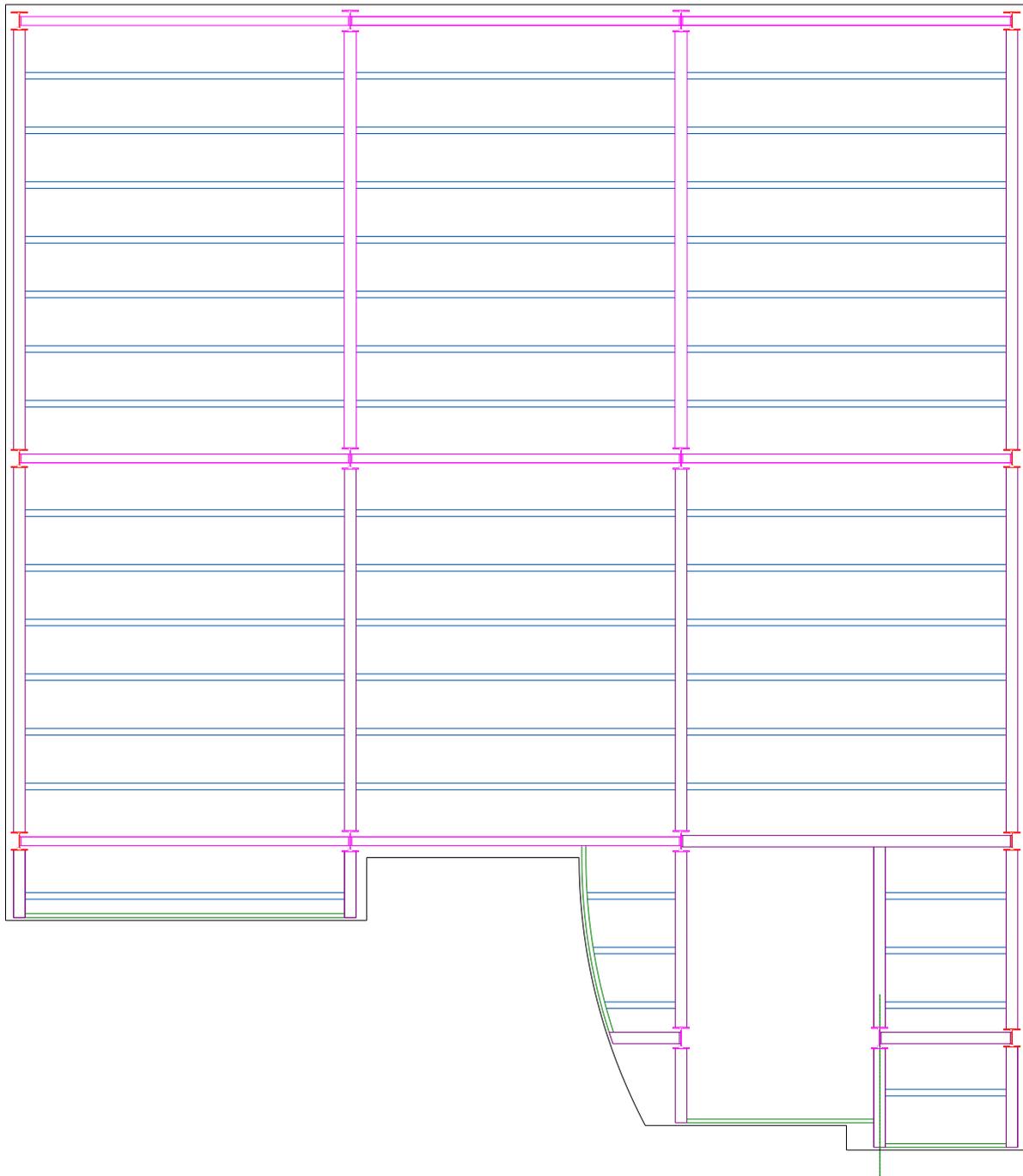


Figure 6 disposition des solives(étage courant)

b. Combinaisons des charges :

- A l'ELS $P_S = (G + Q) \cdot e_{\text{solives}} + g_p$
- A l'ELU $P_U = (1.35G + 1.5Q) \cdot e_{\text{solives}} + 1.35g_p$

AN :

- $P_S = 4.068 \text{ kN/m}$
- $P_U = 5.64 \text{ kN/m}$

c. Vérification de la flèche :

Remarque :

On adopte un étayement à mi-travée, à partir de la condition de la condition de la flèche.

$$I_Y \geq \frac{5 \cdot P_S \times (l/2)^3 \times 250}{384 E} \Rightarrow I_Y \geq \frac{5 \times 0.04068 \times (600/2)^3 \times 250}{384 \times 21000}$$

$$\Rightarrow I_Y \geq 1362.053 \text{ cm}^4$$

Choix : IPE 240 $I_Y = 3891.6 \text{ cm}^4$

d. Classe de la section :

- classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{177.6}{5.9} = 30.10 \leq 72 \times 1 \text{ avec } \varepsilon = 1 \Rightarrow 30.10 \leq 72$$

Donc : âme de classe 1

- classe de la semelle :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{110}{2 \times 9.2} = 5.97 \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5.97 \leq 10$$

Donc : semelle de classe 1

Alors la section du profilé global est de classe 1.

e. Vérification de la résistance :

Il faut vérifier que $M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{plfy}}{\gamma_{M_0}}$ (pour les sections de classe 1 et 2)

$$M_{sd} = \frac{P_U l^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = \frac{5.64 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 25.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{285.4 \times 10^{-6} \times 2.35 \times 10^5}{1.1} \Rightarrow M_{plrd} = 60.97 \text{ kN.m}$$

25.38 < 60.97 donc la résistance est vérifiée

f. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \Rightarrow A_v = 15.9 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{15.9 \times 10^{-1} \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 196.11 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{P_U \times l}{2} \Rightarrow V_{sd} = \frac{5.64 \times 6}{2} = 16.92 \text{ kN}$$

15.9 < 16.92 Alors la condition est vérifiée

Le profilé IPE 240 répond à toutes les conditions du règlement [CCM 97] concernant la vérification de résistance, flèche et effort tranchant.

Niveau	Profilé	Entre axe (m)	classe	P _S (kN/m)	P _U (kN/m)	M _{sd} (kN/m)	M _{plrd} (kN/m)	V _{sd} (kN)	V _{plrd} (kN)
RDC 1,2 et 3 étage	IPE 240	1	1	4.068	5.64	25.38	60.97	16.92	196.11

Tableau 11 Vérification de la résistance des solives

3.3.2 Les sommiers :

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux métalliques qui permettent de supporter les charges du plancher et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

3.3.2.1 Poutres principales :

3.3.2.1.1 Plancher courant :

a. caractéristique du plancher courant :

- Portée du sommier : $l = 8 \text{ m}$
- Entraxe des sommiers : $e_{\text{sommiers}} = 6 \text{ m}$
- Entre axe des solives : $e_{\text{solives}} = 1 \text{ m}$
- Charge du plancher courant : $G = 2.806 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Poids de la solive : $G_{\text{solives}} = 26.2 \text{ kN/m}^2$

Les solives exercent des chargent ponctuelle sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0.262 \times 6 = 1.572 \text{ kN}$$

Le chargement réparti des charges concentrées est :

$$P'_{\text{solive}} = \frac{P_{\text{solive}}}{e_{\text{solive}}} \times n_S = \frac{1.572}{1} \times 7 = 11 \text{ kN/m}$$

b. Vérification de la flèche :

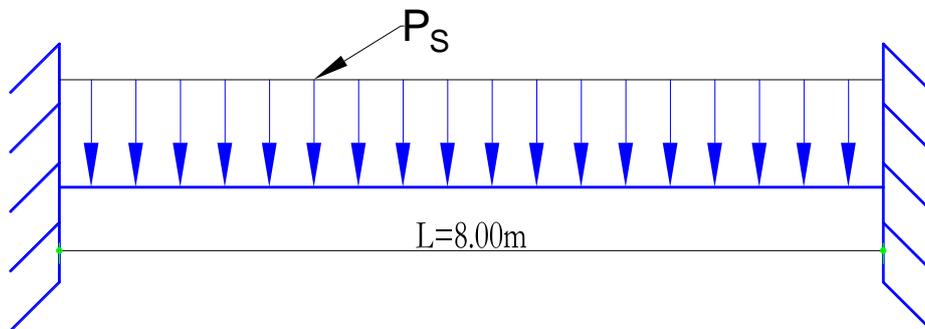


Figure 7 Schéma statique d'un sommier

- Combinaison des charges :

$$P_S = (G + Q) \cdot e_{\text{sommier}} + P'_{\text{solive}} \Rightarrow P_S = (2.806 + 1) \times 6 + 11 = 33.836 \text{ kN/m}$$

Il faut vérifier que $f_{\text{cal}} = \frac{P_S \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$ pour une poutre bi-encastree.

$$I_y \geq \frac{P_S (l/2)^3 \times 250}{384 E} \Rightarrow I_y \geq \frac{1 \times 0.3383 \times (800/2)^3 \times 250}{384 \times 21000} = 26849.21 \text{ cm}^4$$

Choix : IPE 450 $I_y = 33742.9 \text{ cm}^4$

c. Classe de la section :

- Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \frac{378.8}{9.4} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 40.29 \leq 72$$

Donc : âme de classe 1.

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \frac{190}{2 \times 14.6} \leq 10 \times 1 \quad \Rightarrow \quad 6.50 \leq 10$$

Donc : semelle de classe 1.

Alors la section du profilé global est de classe 1.

- **Revérifiassions de la flèche en tenant compte du poids du profilé :**

$$P' = P_S + g_p = 33.836 + 0.776 = 34.612 \text{ kN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cal} = \frac{0.34612 \times 800^4}{384 \times 21000 \times 33742.9} = 2.60 \text{ cm} \\ f_{adm} = \frac{800}{250} = 3.2 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{cal} < f_{adm}$$

Donc : la flèche est vérifiée .

d. Vérification de la résistance :

$$P_U = 1.35(G \times e_{sommier} + g_p + P'_{solive}) + 1.5Q \times e_{sommier}$$

$$P_U = 1.35(2.806 \times 6 + 0.776 + 11) + 1.5 \times 1 \times 6$$

$$P_U = 47.62 \text{ kN/m}$$

➤ **En entravée :**

$$M_{sd} = \frac{P_U l^2}{24} \Rightarrow M_{sd} = \frac{47.62 \times 8^2}{24} \Rightarrow M_{sd} = 126.98 \text{ kN.m}$$

➤ **En appui :**

$$M_{sd} = -\frac{P_U l^2}{12} \Rightarrow M_{sd} = -\frac{47.62 \times 8^2}{12} \Rightarrow M_{sd} = -253.97 \text{ kN.m}$$

➤ **Le moment résistant plastique :**

$$M_{plrd} = \frac{W_{plfy}}{\gamma M_0} \Rightarrow M_{plrd} = \frac{1701.8 \times 10^{-6} \times 2.35 \times 10^5}{1.1} \Rightarrow M_{plrd} = 363.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 126.97 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 363.56 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{la résistance est vérifiée en travée}$$

$$M_{sd} = -254.97 \text{ kN.m} > M_{plrd} = 363.56 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{la résistance n'est pas vérifiée en appuis}$$

Alors : on adopte des jarrets pour renforcer la poutre au niveau de l'encastrement avec les poteaux puis augmenter la résistance du profilé en appuis.

e. Vérification du cisaillement :

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma M_0} \Rightarrow V_{plrd} = \frac{50.8 \times 10^{-1} \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{plrd} = 626.58 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{P_U \times l}{2} \Rightarrow V_{sd} = \frac{47.62 \times 8}{2} \Rightarrow V_{sd} = 190.48 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 190.48 \text{ kN} < V_{plrd} = 626.58 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 190.48 \text{ kN} > 0.5 V_{plrd} \Rightarrow V_{sd} = 190.48 \text{ kN} > 313.29 \text{ kN}$$

Plancher RDC, 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étage :

Elément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P_S (kN/m)	P_U (kN/m)	f_{cal} (cm)	f_{adm} (cm)
poutre de rive terrasse	IPE 550	7	6	67.35	93.26	0.30	2.8
Poutre intermédiaire	IPE 600	8	6	74.07	102.54	0.41	3.2

élément	profilé	Classe de section	M_{sd} (Kn.m)	M_{plrd} (Kn.m)	V_{sd} (kN)	V_{rd} (kN)	$0.5V_{rd}$ (kN)
Poutre de rive terrasse	IPE 550	1	190.40	326.65	326.41	980.94	490.74
			-380.81				
Poutre intermédiaire	IPE 600	1	272	413.6	410.16	1136.97	568.85
			-546.88				

Tableau 12 Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre principales du RDC , 1^{er}, 2^{eme} 3^{eme} étage.

3.3.2.2 Poutre secondaire :**3.3.2.2.1 Poutre secondaire (plancher courant) :**

Les poutres secondaires sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges du plancher, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

a. Caractéristiques de la poutre secondaire (plancher courant) :

- Portée de la poutre secondaire : $l = 6 \text{ m}$
- Entre axe des poutres secondaires : $e_{p \text{ sec}} = 1 \text{ m}$
- Charge du plancher courant : $G = 4.49 \text{ kN/m}^2$
- Charge du mur extérieur $G_{\text{mur}} = 2.57 \times 4.49 = 11.53 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

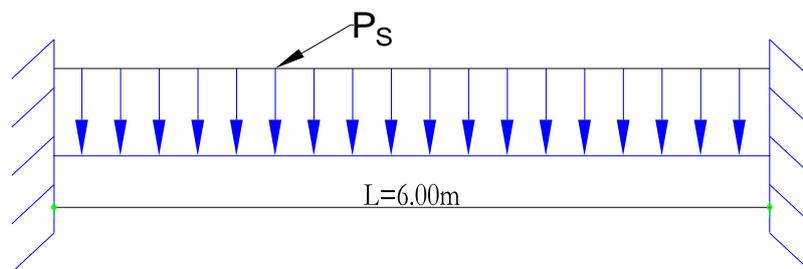
b. Vérification de la flèche :

Figure 8 poutre secondaire uniformément chargée

➤ **Combinaison des charges**

$$G=4.49\text{KN/m}$$

$$G_{mur} = 2.57 \times 4.49 = 11.539\text{KN/m}$$

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

$$P_s = (G + Q) \cdot e_{ps} + G_{mur} \Rightarrow P_s = (4.49 + 2.5) \times 8 + 11.539 \Rightarrow P_s = 67.45 \text{ kN/m}$$

$$I_Y \geq \frac{5 \cdot P_s l^3 \times 250}{384 E} \Rightarrow I_Y \geq \frac{5 \times 0.18529 \times 600^3 \times 250}{384 \times 21000} \Rightarrow I_Y \geq 6203.90 \text{ cm}^4$$

Choix : IPE :330 avec $I_y=11766.9\text{cm}^4$.

c. Classe de la section :

➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{271}{7.5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 36.13 \leq 72$$

Donc : âme de classe 1.

➤ Classe de la semelle :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{160}{2 \times 11.5} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6.95 \leq 10$$

Donc : semelle de classe 1.

Alors la section du profilé global est de classe 1.

➤ Revérification de la fleche en tenant compte du poids du profilé :

$$P' = P_s + g_p = 18.529 + 0.491 = 19.02\text{kN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cal} = \frac{5 \times 0.1902 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 11766.9} = 1.29 \text{ cm} \\ f_{adm} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{cal} < f_{adm}$$

Donc : la flèche est vérifiée

d. Verification de la resistance :

$$P_U = 1.35(G \times e_{ps} + g_p + G_m) + 1.5Q \times e_{PS}$$

$$P_U = 1.35(4.49 \times 1 + 0.491 + 11.539) + 1.5 \times 2.5 \times 1$$

$$P_U = 26.05 \text{ kN/m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{sd} = \frac{P_U l^2}{24} \Rightarrow M_{sd} = \frac{26.05 \times 6^2}{24} \Rightarrow M_{sd} = 39.07 \text{ kN.m}$$

➤ **En appui :**

$$M_{sd} = -\frac{P_U l^2}{12} \Rightarrow M_{sd} = -\frac{26.05 \times 6^2}{12} \Rightarrow M_{sd} = -78.15 \text{ kN.m}$$

➤ **Le moment résistant plastique :**

$$\Rightarrow M_{plrd} = \frac{W_{plfy}}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow M_{plrd} = \frac{804.3 \times 10^{-6} \times 2.35 \times 10^5}{1.1} \Rightarrow M_{plrd} = 171.82 \text{ kN.m}$$

➤ $M_{sd} = 39.07 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 171.82 \text{ kN.m} \Rightarrow$ la résistance est vérifiée en travée

➤ $|M_{sd}| = 78.15 \text{ kN.m} > M_{plrd} = 171.82 \text{ kN.m} \Rightarrow$ la résistance est vérifiée en appuis

- Alors : on adopte des jarrets au niveau des appuis pour augmenter la résistance du profilé.

e. Vérification du cisaillement :

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma M_0} \Rightarrow V_{plrd} = \frac{30.8 \times 10^{-1} \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{plrd} = 379.89 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{P_U \times l}{2} \Rightarrow V_{sd} = \frac{26.05 \times 6}{2} \Rightarrow V_{sd} = 78.15 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 78.15 \text{ kN} < V_{plrd} = 379.89 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 78.15 \text{ kN} < 0.5 V_{plrd} \Rightarrow V_{sd} = 78.15 \text{ kN} < 189.94 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutre secondaire (3^{eme} étage) :

Elément	Profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P _s (kN/m)	P _U (kN/m)	f _{cal} (cm)	f _{adm} (cm)
Poutre intermédiaire	IPE 330	6	1	18.529	26.05	1.29	2.4
Poutre de rive (terrasse)	IPE 330	6	1	18.529	26.05	1.29	2.4

Elément	Profilé	Classe de section	M _{sd} (Kn.m)	M _{plrd} (Kn.m)	V _{sd} (kN)	V _{rd} (kN)	0.5V _{rd} (kN)
Poutre intermédiaire	IPE 330	1	$M_{sd}^t = 39.07$	171.82	78.15	379.89	189.94
			$M_{sd}^a = -78.15$				
Poutre de rive (terrasse)	IPE 330	1	$M_{sd}^t = 39.07$	171.82	78.15	379.89	189.94
			$M_{sd}^a = -78.15$				

Tableau 13 Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre secondaire (4eme étage)

3.3.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

3.3.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux. Ils sont chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur les poutres. Ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'un effort axial de compression. Parfois ils peuvent être comprimés et fléchis, sollicités donc en flexion composée par les charges du plancher et les efforts horizontaux.

En principe, les poteaux seront encastres en bas et en tête. Ils seront pré dimensionnés à la compression et à la flexion.

On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface estimée sous les différents chargements (charges horizontales et verticales).

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} f_{adm} = \frac{l}{250} \\ f_{cal} = \frac{q \times l^4}{8 \times E \times I_y} \end{cases}$$

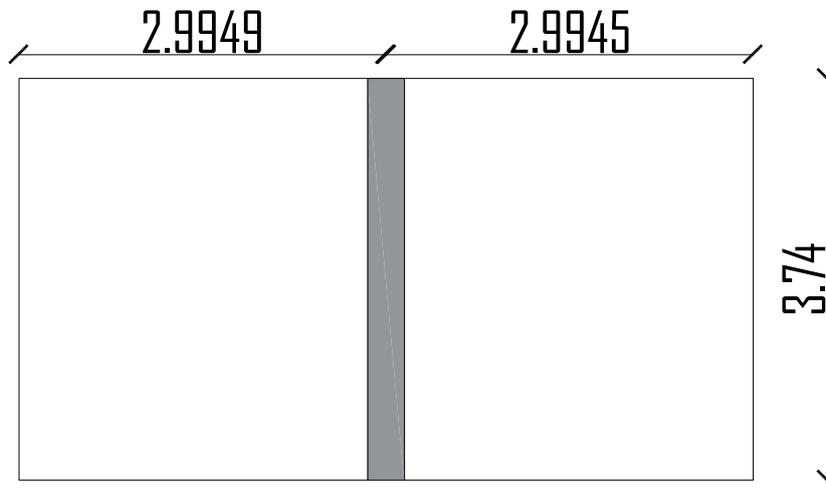


Figure 9 surface reprise par le poteau le plus sollicité par la charge du vent (direction V2 et V4).

La charge du vent est de $V = 1178.54 \text{ kN/m}^2$ et $b = 18.50 \text{ m}$.
 La hauteur des poteaux est de $h = 3.74 \text{ m}$.

$$q = 117.854 \times \left(\frac{8}{2} + \frac{7}{2}\right) \Rightarrow q = 883.90 \text{ daN/m}$$

$$I_y \geq \frac{q \times l^3 \times 250}{8 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{883.90 \times 3.74^3 \times 250}{8 \times 21 \times 10^1} \Rightarrow I_y \geq 6880.95 \text{ cm}^4$$

D'après la charge exercée par le vent, les poteaux doivent être au minimum HEA220.

3.3.3.2 Charges et surcharges reprises par les poteaux :

Le poteau le plus sollicité est celui qui porte une surface afférente la plus importante.
 $S = (3.8051 + 3.2981) \times (2.9949 + 2.9945) \Rightarrow S = 42.54 \text{ m}^2$

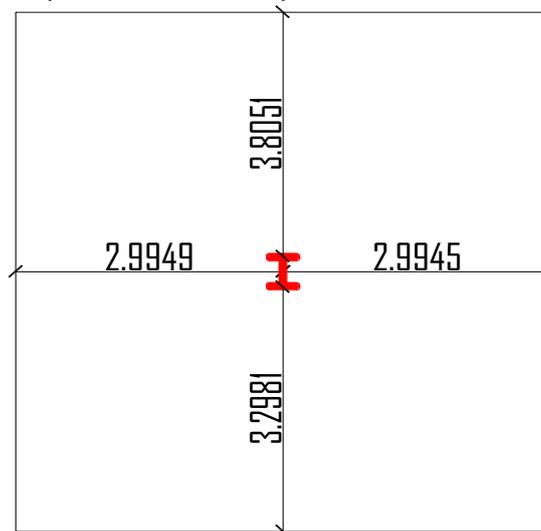


Figure 10 surface afférente du poteau le plus sollicité.

Les charges appliquées sur le poteau concentrées, elles sont représentées dans le tableau suivant :

		Terrasse inaccessible	Etage courant
Les charges permanentes G (kN)	Plancher	265.02	191
	Poutre principale	58.56	58.56
	Poutre secondaire	47.7	47.7
	Solive	14.73	14.73
G _{Total}		386.01	311.99
Q _{Total}		42.54	106.35
La surface afférente		42.54	42.54

Tableau 14 Évaluation des charges sur le poteau

3.3.3.3 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

On calcule les poteaux à la compression simple à la fin de vérifier la résistance de la section .pour la raison d'économie on devise la hauteur du bâtiment en 4 tronçons.

➤ Tronçon du 1^{er} au 2^{eme} étage :

- Chargement :

$$N_G = 1323.71 \text{ kN}$$

$$N_Q = 978.51 \text{ kN}$$

$$N_S = 7.657 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1.35N_G + 1.5N_Q \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow N_{sd} = 3266.25 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{3266 \times 10^3}{235} \Rightarrow A \geq 138.98$$

=> on choisit un HEA450 avec A=178

- L'effort sollicitant (N_{sd}) avec le poids propre inclus :

$$Q_U = 1.3898 \times 3.74 = 5.197 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 3266.25 + (1.35 \times 5.197) = 3273.26 \text{ kN}$$

- Classe du profilé HEA450 :

- Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33. \varepsilon \Rightarrow \frac{344}{11.5} = 29.91 \leq 33 \times 1 \Rightarrow 29.91 \leq 33 \text{ âme de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10. \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 21} = 7.14 \leq 10 \times 1 \Rightarrow 7.14 \leq 10 \text{ semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé HEA450 globale est de classe 1.

- **Vérification au flambement :**

$$N_{plrd} = x \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

On vérifie le flambement selon l'axe de faible inertie (l'axe Z-Z) du profilé :

Avec : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1.87}{7.29 \times 10^{-2}} = 25.65 ; l_f = 0.5 \times l = 1.87 ; (\text{poteau } b_i - \text{encastré}) \\ \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 ; (\varepsilon = 1) \\ \beta = 1 ; (\text{classe 1}) \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda} = \frac{25.65}{93.9} = 0.27 > 0.2 \Rightarrow \text{il y'a un risque de flambement du poteau}$$

$$x = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

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

Le facteur d'imperfection α est déterminé en fonction de la courbe de flambement correspondante à l'axe de calcul (CCM97 tableau 5.5.1 et tableau 5.5.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1.5 > 1.2 \\ t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Selon l'axe (z-z) \Rightarrow courbe de flambement b $\Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.27 - 0.2) + 0.27^2] = 0.548$$

$$x = \frac{1}{0.548 + [0.548^2 - 0.27^2]^{0.5}} = 0.97$$

$$N_{plrd} = 0.97 \times 1 \times 17800 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 3688.64 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{plrd} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le profilé HEA450 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

Remarque :

On adopte la même procédure de calcul pour le pré dimensionnement du reste des poteaux, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

niveau	profilé	Classe	N_{sd} (kN)	%	N_{plrd} (kN)
RDC	HEA450	1	3273.26	0.97	3688.64
1 ^{er} étage	HEA300	1	2380.99	0.97	2331.30
2 ^{eme} étage	HEA220	1	1489.09	0.91	1250.05
3 ^{eme} étage	HEA140	1	597.68	0.80	536.65

Tableau 15 : Résumé du pré dimensionnement des poteaux

Remarque :

La résistance n'est pas vérifiée pour les profilés du 1^{er} 2^{eme} et 3^{eme} étage, il suffit donc d'augmenter l'inertie à fin de résister au flambement puis atteindre la bonne résistance du profilé (solution détaillée dans le chapitre 6).

3.4 Étude des éléments secondaires :

3.4.1 Etude de l'acrotère :

3.4.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.

Du point de vue de calcul, L'acrotère est assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse soumise à l'action de son poids propre et à une surcharge de la main courante égale à **1 kN/ml**.

Le calcul de se fera au niveau de la section dangereux, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande de **1m linéaire**.

➤ Section :

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de (**1m**) de largeur et comme la force **Q** peut s'agir suivant les deux sens ; on va adopter un ferrailage symétrique. On admet que l'enrobage des armatures soit (**e = 2cm**) à partir de l'axe d'armatures.

b = 100cm, h = 10cm, d = 8cm.

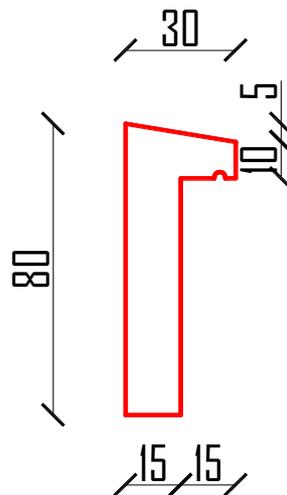


Figure 11 Dimensions de l'acrotère

3.4.1.2 Evaluation des charges et surcharges:

3.4.1.2.1 Poids propre de l'acrotère :

- La surface : $(0.8 \times 0.15) + (0.1 \times 0.15) + (0.15 \times 0.05) / 2 = 0.138 \text{ m}^2$
- Le poids propre de l'acrotère :

$$G_0 = \gamma_b \cdot s \Rightarrow G_0 = 25 \times 0.138 \Rightarrow G_0 = 3.45 \text{ kN/m}$$

- Enduit de ciment $e = 15 \text{ mm}$

$$G_1 = (18 + 0.015 \times 0.8) \times 2 \Rightarrow G_1 = 0.432 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Le poids total estimé est :

$$G = G_T = G_1 + G_0 \Rightarrow G = 3.882 \text{ kN/m}$$

3.4.1.2.2 Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99 (article 6.2.3)**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme.

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone → RPA99 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 → RPA99 (Tab 6.1)

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : le groupe d'usage 2 et zone IIa (Bejaia) .

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 3.882 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.882 \Rightarrow F_p = 1.863 \text{ kN/m}$$

3.4.1.2.3 Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

$$\begin{cases} G = 3.882 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \\ F_p = 1.863 \text{ KN/m} \end{cases}$$

3.4.1.2.4 Calcul des sollicitations :

a. Calcul du centre de pression :

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = \frac{(80 \times 15 \times 7.5) + (10 \times 15 \times 22.5) + (\frac{5 \times 15}{2} \times 15)}{80 \times 15 + 10 \times 15 + (5 \times 15) / 2} \Rightarrow X_G = 9.32 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = \frac{(80 \times 15 \times 40) + (10 \times 15 \times 70) + (\frac{5 \times 15}{2} \times 51.66)}{80 \times 15 + 10 \times 15 + 37.5} \Rightarrow Y_G = 43.55 \text{ cm}$$

b. Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 3.882 \text{ kN/m} \Rightarrow M_G = 0 \text{ kN.m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m} \Rightarrow MQ = 1 \times 0.8 = 0.8 \text{ kN.m}$$

$$f_p = 1.863 \text{ kN/m} \Rightarrow M_{FP} = 1.863 \times 43.55 = 0.81 \text{ kN.m}$$

c. Les combinaisons :**- ELU :**

Effort normal de compression : $N = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow N = 5.24kN$

Moment fléchissant : $M = 1.5 * MQ \Rightarrow M = 1.2 kN.m$

- ELS :

Effort normal de compression : $N = G + Q \Rightarrow N = 3.882 kN$

Moment fléchissant : $M = MQ \Rightarrow M = 0.8 kN.m$

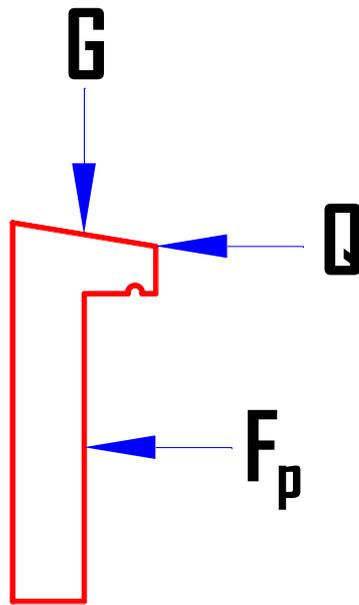


Figure 12 Sollicitations sur l'acrotère.

- RPA :

Effort normal de compression : $N = G + Q + E \Rightarrow N = 3.882 kN$

Moment fléchissant : $M = MQ + MF_p \Rightarrow M = 1.61 kN.m$

d. Position du centre de pression :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{5.24} = 0.22 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} &= \frac{0.8}{6} = 0.13 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

Donc :

Le ferrailage se fait par assimilation à la **F.S** soumise à un moment :

$$M_u = N_u * e$$

D'après le **BAEL** la section est soumise à un effort normal composé due a la force de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite de stabilité de forme.

Donc le risque de flambement conduit à remplacer « e_1 » par « e ».

$$\Rightarrow e = e_1 + e_a + e_2$$

Tel que :

- e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.
 $e_a = \max\left(\frac{h}{250}; 2cm\right) \Rightarrow e_a = 0.02 m$
- e_2 : Excentricité due aux effets de second-ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = 3l_f^2 \times \frac{(2+\phi*\alpha)}{10^4 \times h_0}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement (encastrement libre).

$$l_f = 2 \times h$$

h : hauteur de la section.

$$l_f = 2 \times 0.8 = 1.6 m$$

D'où :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.6^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 1.536 cm$$

$$\Rightarrow e = 24 + 1.536 = 25.536 cm$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_U = 5.24 kN$$

$$M_U = N_U * e = 1.33 kN$$

3.4.1.3 Ferrailage :

ELU :

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{ua} = M_{uG} + N_U * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Tel que :

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

M_{ua} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{ua} = 1.33 + 5.24 \times \left(0.1 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.59 kN.m$$

$$U_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} * b * d} = \frac{1.59 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.1^2} = 0.011$$

$U_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ pivot A

$U_{bu} < 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}\right) = 0.013$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.099 m$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z * f_{st}} = 1.59 \times \frac{10^{-3}}{0.099 \times 348} = 0.46 cm^2$$

Revenant à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{5.24 \times 10^{-3}}{348} = 0.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t 28}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A^{cal} \Rightarrow$ on ferraille avec " A_{min} "

Soit : 4HA8=2.01 cm²

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit 4HA8}$$

➤ **Espacement :**

- Armatures principales : $St \leq \frac{100}{4} = 25 \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$
- Armatures secondaires : $St \leq \frac{80}{4} = 20 \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement « ELU »:**

$$FN \Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.75 \text{ Mpa}$$

$$Vu = 1.5(Q + Fp) = 1.5 \times (1 + 1.863) = 4.29 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \cdot b} = \frac{4.29 \times 10^{-3}}{0.1 \times 1} = 0.042 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

On a:

$$\tau_{se} = \frac{T}{0.9d \sum \mu_i} \text{ (RPA99/2003 Art A.6.13)}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence qui mesurée la liaison entre une armature et le béton.

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

Alors :

$$\tau_{se} = \frac{4.29 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.1 \times 10.05 \times 10^{-2}} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi^2 f_{t28}$$

Ψ : coefficient de scellement

$$\Psi = 1.5$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_{se} = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas de risque à l'adhérence.}$$

ELS :

➤ **Vérification de l'adhérence :**

- **Position de centre de pression :**

$$c = d - e_A$$

e_A : Distance du centre de pression « c » à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{3.882} = 0.206 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_A = 0.206 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0.017 \text{ m} \end{array} \right\} e_A > \frac{h}{6} + N(\text{compression})$$

La section est partiellement comprimée.

$$c = 0.1 - 0.206 = -0.106 \text{ m} = 10.6 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots\dots\dots(1) \quad \text{C'est une équation de 3 eme degré en } y_c$$

Avec :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d) + \frac{90A}{b}(d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d)^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \end{cases}$$

$$A' = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3(-10.6)^2 - \frac{90 \times 2.01}{100}(10 - 10.6) = -299.82 \text{ cm}^2 \\ q = -2(-10.6)^3 - \frac{90 \times 2.01}{100}(8 - 10.6)^2 = 1614.36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Remarque :

Il y'a deux méthodes pour résoudre l'équation (1):

- **La 1^{ere} méthode :** résolution par tâtonnement

On prend une valeur y_c telle que $0 < y = y_c + c < h$, on injecte y_c dans l'équation et on refait les calculs en changeant de valeur à y_c jusqu'à ce qu'on approche le zéro.

- **La 2^{eme} méthode :**

on calcule $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ trois racines

On calcule $\cos \varphi = \left(\frac{3q}{3p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}$ puis φ

$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow$ on choisit la solution qui convient

$$y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3}$$

$$y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ une seule racine

Calculer : $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$

$$Z = t^{1/3}$$

$$y_c = Z + c$$

- Nous avons choisi la 2^{ème} méthode et avons trouvé les résultats suivants :

$$\Delta = 1614.36^2 + \frac{4(-299.82)^3}{27} = -1386646.11 < 0 \Rightarrow 3 \text{ racines réelles}$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{3p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.80$$

$$\varphi = 143.13^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 19.99 = 20$$

Les racines sont :

$$y_{c1} = 20 \cos \frac{143.13}{3} = 13.45 \text{ cm}$$

$$y_{c2} = 20 \cos \left(\frac{143.13}{3} + 120\right) = -19.54 \text{ cm}$$

$$y_{c3} = 20 \cos \left(\frac{143.13}{3} + 240\right) = 6.08 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui a un sens physique :

$$N \text{ (compressions)} \Rightarrow y = y_c + c \text{ avec } 0 < y = y_c + c < h$$

$$\left. \begin{array}{l} y_{c1} + c = 2.85 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée} \\ y_{c2} + c = -30.14 \text{ cm} \dots \dots \text{ n'est pas vérifiée} \\ y_{c3} + c = -4.52 \text{ cm} \dots \dots \text{ n'est pas vérifiée} \end{array} \right\} y_c = 13.45 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } y_{ser} = 2.85 \text{ cm}$$

➤ Calcul des contraintes :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A'(y_{ser} - d)^2 + 15A(d - y_{ser})^2$$

$$A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 2.85^3}{3} + 15 \times 2.01(10 - 2.85)^2 = 2312.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_{ser} = \frac{3.882}{2312.97} \times 2.85 = 4.78 \times 10^{-3} \text{ kN/cm}^3$$

a. Pour le béton :

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} = 4.78 \times 10^{-3} \times 2.85 \times 10 = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est satisfaite.}$$

b. Pour l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15K(d - y_{c1} - c) = 5.12 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable (élément qui exposé aux intempéries) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 5.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est satisfaite.

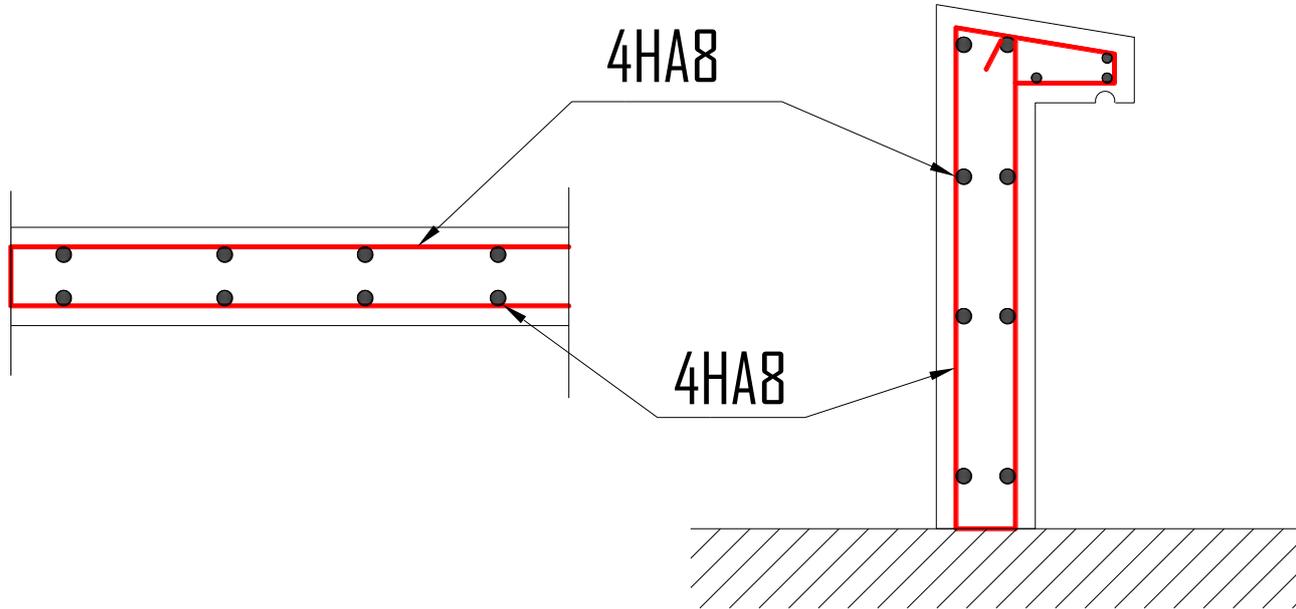
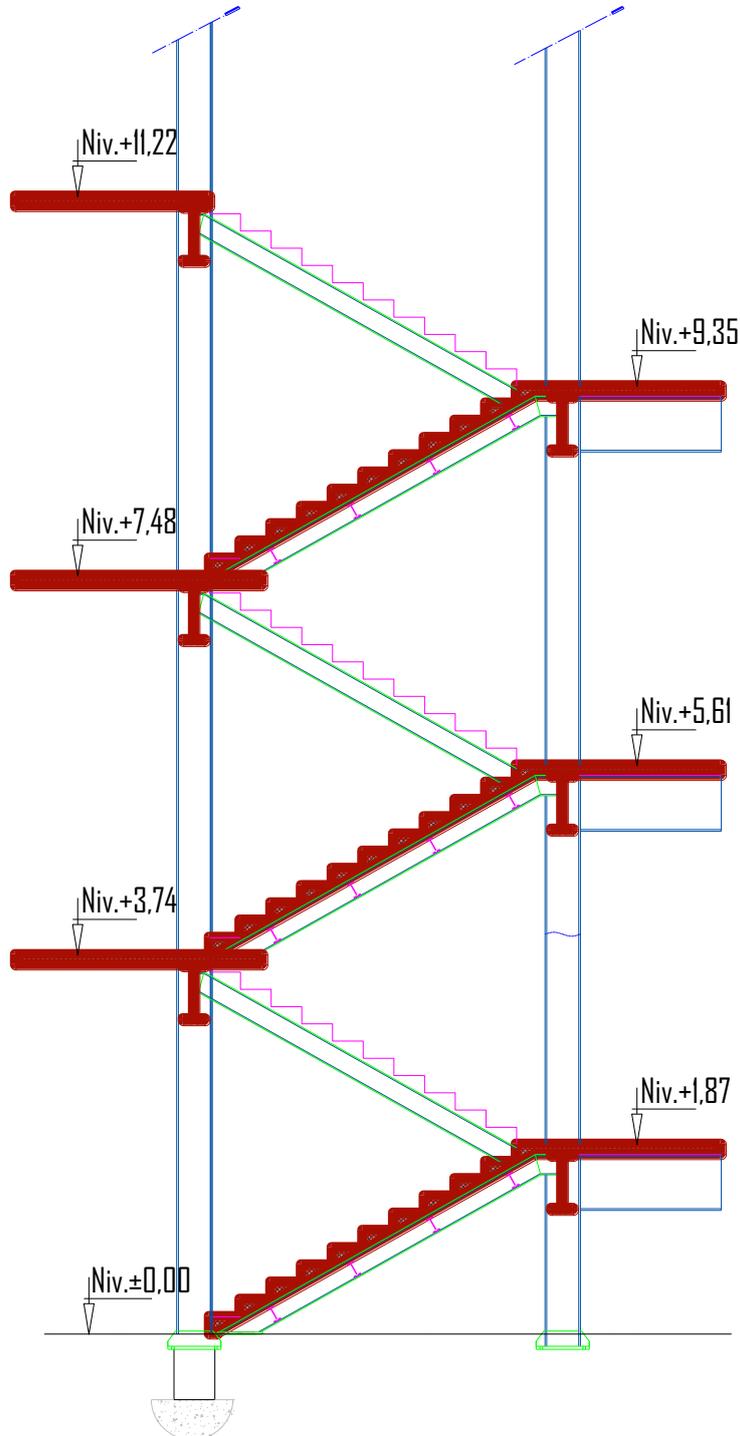


Figure 13 Schémas de ferrailage de l'acrotère

3.4.2 Calcul des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Notre structure comporte un seul type d'escalier identique pour tous les étages. La figure suivante montre une vue en plan de l'escalier



3.4.2.1 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier

L'escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre dont la longueur s'appelle « l'embranchement », la largeur des marches « giron (G) » et la hauteur « contre marche (H) »

Nous disposons d'un seul type d'escalier dans notre projet

- la hauteur d'étage : $h = 3.74 \text{ m}$
- l'embranchement : 1.50m
- la hauteur des volés : on dispose de 2 volées identiques dans chaque étage

$$\text{hauteur de la volée : } h_{v1} = h_{v2} = 1.87\text{m}$$

- hauteur (H) et largeur (G) de la marche :

Les conditions que doivent satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

- H : hauteur de la marche, $16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$
- G : largeur de la marche (giron), $27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$
- $60 \leq 2H+G \leq 66 \text{ cm}$. (Formule de Blondel).

Alors on admet une hauteur de contre marche $H = 17\text{cm}$ et un nombre des contre marches $= \frac{h_{v1}+h_{v2}}{H} = \frac{374}{17} = 22$, on prendra $n = 22$.

La largeur d'une marche pour chaque volée est : 30 cm

Vérification de la formule de **Blondel** :

$$60 \leq 2H_i+G \leq 66 \text{ cm} \quad \begin{cases} 60 \leq (2 * 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \\ 60 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{la condition est vérifié}$$

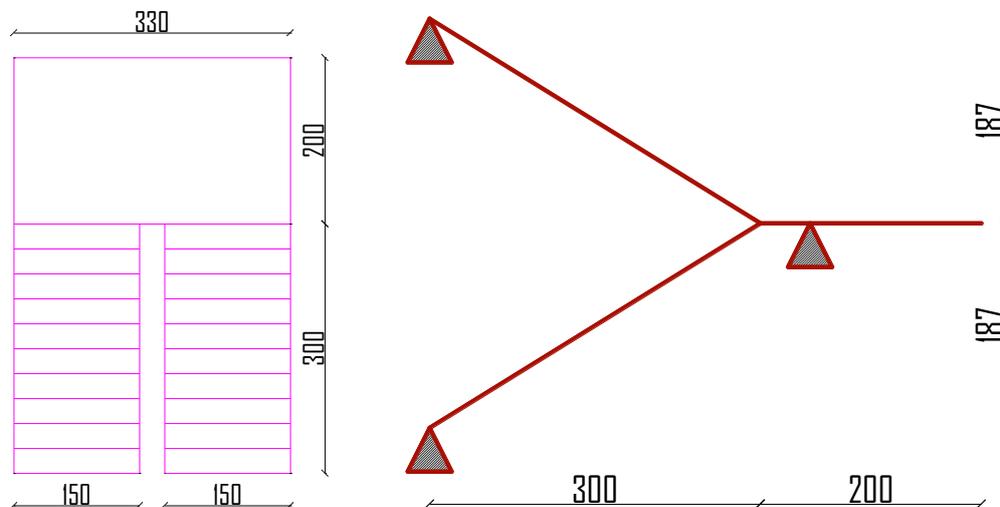


Figure 15 Schéma statique de l'escalier

3.4.2.2 L'épaisseur d la dalle d'escalier

Il n'y a pas de règle particulière pour le pré dimensionnement de la dalle en béton d'un plancher mixte (dalle pleine sans bac acier), néanmoins le BAEL 91 exige une épaisseur « e » d'après la condition de résistance au feu

$$\begin{cases} e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{pour une heure de coupe - feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{pour deux heures de coupe - feu} \end{cases} \quad \text{On opte pour } e = 10 \text{ cm}$$

3.4.2.3 Etude de la volé

Notre escalier est constitué de solive isostatique (simplement appuyés)

Figure 16 Vue en 3D de notre escalier

3.4.2.4 Pré dimensionnement de la Solive 1

Chaque solive repose sur 2 appuis (poutres limon), on prend la solive la plus sollicitée (B 2-3)

solive	Nombre (n)	Portée (m)	Entre axe e (m)	Pente (α) °
1	4	3	0.90	29.54

Tableau 166 caractéristique dès solives de la volée

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche:

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_s \cdot (l)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot Q_s \cdot (l)^4}{384 \cdot E \cdot \frac{l}{250}}$$

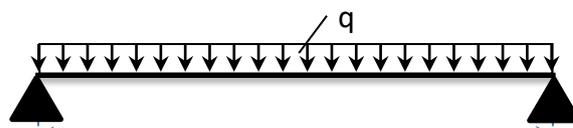


Figure 17 Distribution des charges sur la solive

$Q_s = (G + Q) * e_{solive}$ indiqué (dans l'évaluation de charge et surcharge)

$$G = G_v - G_{garde-corps} = 6.65 - 1 = 5.65 \text{ kn/m}$$

$$Q_s = (5.65 + 2.5) * 0.90 = 7.33 \text{ kn/m}$$

$$f_z = \frac{5 * Q_z * (l)^4}{384 * E * I_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{5 * 7.33 * 10^{-2} * 300^4}{384 * 21000 * 1.14} = 263.02 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 322.92 \text{ cm}^4 \text{ soit un IPE 140}$$

A(cm) ²	P(kg /m)	I _y (cm ⁴)	W _{pl.y} (cm ³)	W _{el.y} (cm ³)	h(mm)
16.4	12.9	541.2	88.34	77.32	140

Tableau 177 caractéristique de l'IPE140

3.4.2.5 Vérification de la solive 1

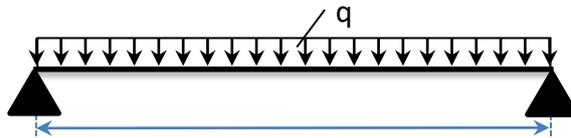


Figure 18 Distribution des charges sur la solive

Les charges, comme indiqué dans le deuxième chapitre sont :

$$\begin{cases} G_v = 5.65 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE140} = 0.129 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

– **Combinaison de charge :**

– **A l'ELU:**

$$q_u = 1.35 \times ((G_v \times e_{solive}) + G_{IPE140}) + 1.5Q \times e_{solive}$$

$$q_u = 1.35 \times ((5.65 \times 0.90) + 0.129) + 1.5 \times 2.5 \times 0.90$$

$$q_u = 10.41 \text{ KN/m}$$

– **A l'ELS:**

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} + G_{IPE140}$$

$$q_s = (5.65 + 2.5) \times 0.90 + 0.129$$

$$q_s = 7.46 \text{ KN/m}$$

▪ **Vérification de la résistance à L'ELU**

On a des profilés en I \Rightarrow section de classe 1

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10.41 \times 300^2}{8} = 11.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{Wply * Fy}{\gamma_{m1}} = \frac{88.3 * 23.5}{1.1} = 18.86 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{rd} \rightarrow$ La Condition de Résistance n'est pas Vérifiée on prend alors un **IPE 140**

▪ **Vérification de la flèche à L'ELS**

$$f_{cal} \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_{cal} = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{300}{250} = 1.2 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 * 7.46 * 10^{-2} * 300^4}{384 * 21000 * 541} = 0.69 \text{ cm}$$

$f_{cal} = 0.69 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.2 \text{ cm} \rightarrow$ Condition de la flèche est Vérifiée

➤ **Vérification au Cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.41 * 3}{2} = 15.61 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M1}} = \frac{7.6 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 93.74 \text{ KN} > 15.61 \text{ KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow$ Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifier on choisit un IPE140

3.4.2.6 **Calcul de la cornière de support :**

➤ **Pré dimensionnement de la cornière de support :**

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyées, sollicitée en flexion simple.

Chaque cornière reprend la moitié de a charge permanente et la moitié de a charge d'exploitation.

$$q = (G + Q) \left(\frac{g}{2} + h \right) = (6.65 + 2.5) \left(\frac{0.3}{2} + 0.17 \right) = 2.92 \text{ KN/ml}$$

Condition de flèche :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 300 \times \frac{5 \times 2.92 \times 150^3}{384 \times 2100000} = 18.33 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a ailes égale L60×60×6

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 22.79 \text{ cm}^4 \\ W_{ely} = W_{elz} = 5.29 \text{ cm}^3 \\ G_{corniere} = 0.0542 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification En tenant compte du poids du profile :**

a) La flèche :

$$q' = q + G_{corniere} = 2.92 + 0.0542 = 2.9742 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E I_y} = \frac{5 \times 2.9742 \times 150^4}{384 \times 21000 \times 22.79} = 0.409 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{150}{300} = 0.5 \text{ cm}$$

$$f_{cal} < f_{adm}$$

La flèche est vérifiée.

b) la résistance :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \left(\frac{g}{2} + h \right) + 1.35G_{corniere}$$

$$q_u = (1.35 \times 6.65 + 1.5 \times 2.5) \left(\frac{0.3}{2} + 0.17 \right) + 1.35 \times 0.0542$$

$$q_u = 4.145 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.145 \times 1.5^2}{8} = 1.121 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{5.29 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1.1301 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 1.121 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 1.1301 \text{ KN.m}$$

La résistance est vérifiée.

c) le cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.145 \times 1.5}{2} = 3.108 \text{ KN}$$

Avec : $A_v = h \times t = 60 \times 6 = 360 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = \frac{360 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 44.40 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = 44.40 \text{ KN} > v_{sd} = 3.108 \text{ KN}$$

Le cisaillement est vérifié.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors $L60 \times 60 \times 6$ convient comme cornière de support.

3.4.2.7 Pré Dimensionnement de la poutre limon

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

la charge revenant au limon est :

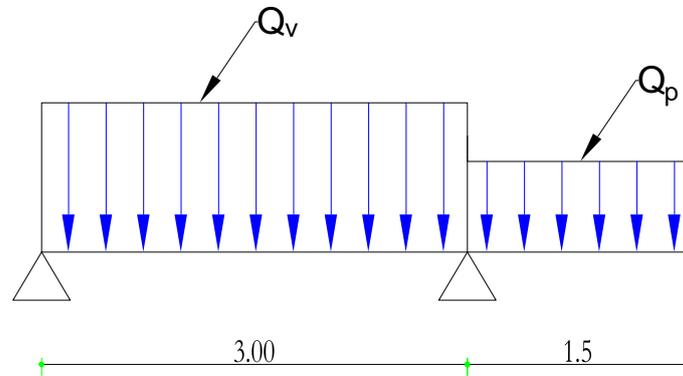


Figure 19 Schéma statique du limon

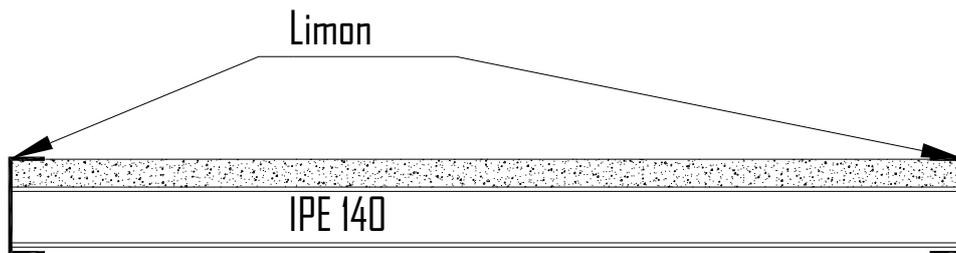


Figure 20 Disposition limon

$$q_v = \frac{(G_v + Q) \times E_m}{2} + G_{corniere} = \frac{(6.65 + 2.5) \times 1.5}{2} + 0.0542 = 6.91 \text{KN/ml}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3.3 + 2.5) \times 1.5}{2} = 4.35 \text{KN/ml}$$

$$q = q_{eq} = \frac{Q_v \times l_v + Q_p \times L_p}{l} = \frac{6.91 \times 3 + 4.35 \times 1.5}{4.5} = 6.05 \text{KN/ml}$$

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times (l)^4}{384 * E * I_y} \leq \frac{l}{300} \rightarrow I_y \geq 300 \times \frac{5 \times 6.05 \times 450^3}{384 \times 2100000} = 1025.49 \text{ cm}^4$$

$I_y \geq 1910 \text{ cm}^4$ soit un UPN 200

Avz (cm) ²	P (kg /m)	I _y (cm ⁴)	W _{pl.y} (cm ³)	W _{el.y} (cm ³)	h (mm)
17.71	25.93	1910	228	191	200

Tableau 18 caractéristique de l'UPN 200

3.4.2.8 Vérification en tenant compte du poids du profile :

▪ Vérification de la résistance à L'ELU

$$qu = (1.35Gp + 1.5Q) \left(\frac{Em}{2} \right) + 1.35G_{profile} = (1.35 \times 4.35 + 1.5 \times 2.5) \left(\frac{1.5}{2} \right) + 1.35 \times 0.2593 = 7.56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$M_{sd} = \frac{7.56 \times 4.50^2}{8} = 19.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{228 \times 235 \times 10^{-2}}{1.1} = 48.70 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 19.13 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 48.70 \text{ KN.m} \rightarrow$ La Condition de Résistance est Vérifiée

▪ Vérification de la flèche :

$$q' = q_{eq} + G_{profile} = 6.05 + 0.2593 = 6.309 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 6.309 \times 450^4}{384 \times 2100000 \times 1910} = 0.839 \text{ cm}$$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{450}{300} = 1.5 \text{ cm}$$

$f_{cal} = 0.839 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \rightarrow$ Condition de la flèche est Vérifiée

▪ Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{7.56 \times 4.5}{2} = 17.01 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M1}} = \frac{17.71 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 218.44 \text{ KN} > 17.01 \text{ KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow$ Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées on choisit un UPN 200

3.4.2.9 Calcul de la poutre palière :

$$G_{cloison} = 1.5 \times 1.87 = 2.80 \text{ KN/ml}$$

$$G_{totale} = G_v + G_p \frac{L_{totale}}{2} + G_{profile} = (6.65 + 3.3) \frac{3.60}{2} + 0.2593 = 18.16 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times \frac{3.60}{2} = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$q = G_{cloison} + G_{totale} + Q = 2.80 + 18.16 + 4.5 = 25.46 \text{ KN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 25.46 \times 250 \times 360^3}{384 \times 2100000} = 1841.30 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilé UPN200.

3.4.2.10 Ferrailage de la dalle de l'escalier

3.4.2.11 Dalle sur palier de repos

Pour une dalle qui repose sur quatre appuis uniformément charger :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{6} = 0.23 < 0.4$$

$\rho < 0.4 \rightarrow$ Alors la dalle travaille suivant une direction comme une poutre appuyer sur trois appuis (la flexion selon l_y est négligeable).

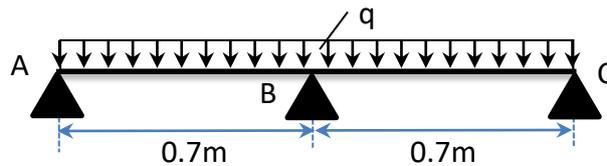


Figure 21 Schéma statique de la poutre

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

- 1) Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$;
- 2) les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
- 3) les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).
- 4) la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;

3.4.2.12 Vérification de la méthode forfaitaire

▪ **Condition 1 :**

$$Q \leq \min(2G ; 5)$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m} \leq \min((2 * 3.3 = 6.6) ; 5)$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m} \leq 5 \text{ KN/m} \quad \text{Condition 1 vérifié}$$

▪ **Condition 2 :**

Le rapport entre deux travées successives d'une poutre

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad \rightarrow \quad 0.8 \leq \frac{0.7}{0.7} = 1 \leq 1.25 \quad \text{Condition 2 vérifié}$$

▪ **Condition 3 :**

Moment d'inertie est constant Condition 3 vérifié

▪ **Condition 4 :**

FPN : Condition 4 vérifié

Comme toutes les conditions sont vérifiées on utilise alors la méthode forfaitaire.

3.4.2.13 Calcul des sollicitations

– Calcul des moments

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 3.3 + 1.5 * 2.5 = 8.20 \text{ KN/m}$$

– Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{8.20 * 0.7^2}{8} = 0.50 \text{ KN.m}$$

– Le moment à l'appui :

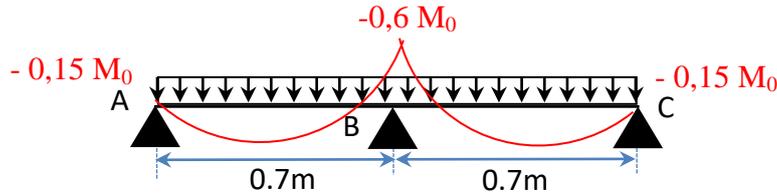


Figure 22 Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2travées

• Appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow M_a = 0.6 * M_0 = 0.6 * 0.50 = 0.30 \text{ KN.m}$$

- Appuis de rives Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 (**Art 7.10/a**) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc $M_a^{rive} = -0,15 * 0.50 = - 0.075 \text{ KN.m}$

– Le moment en travée :

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;

M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;

M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{2.5 + 3.3} = 0.43$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1.129 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,664 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,576 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0.664 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, $M_t = 0,664 M_0 \Rightarrow M_t = 0.33 \text{ KN.m}$

– **en travée :**

$b = 1 \text{ m}$ $h = 0,10 \text{ m}$ $d = 0.9h = 0.099 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.33}{1 * 0.099^2 * 14.2 * 10^3} = 0.00237 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.00237}) = 0,00296$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.099 \cdot (1 - 0,4 * 0.00296) = 0.098 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.33}{0.098 * 348 * 10^3} * 10^4 = 0.087 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 * \frac{100 * 9.9 * 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A ; A_{\min}) \rightarrow = 1.19 \text{ cm}^2$$

– **en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.30}{1 * 0.099^2 * 14.2 * 10^3} = 0.0025 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0025}) = 0.0031$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.099 \cdot (1 - 0,4 * 0.0031) = 0.099 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.30}{0.099 * 348 * 10^3} * 10^4 = 0.087 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 * \frac{100 * 9.9 * 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A ; A_{\min}) \rightarrow = 1.19 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section des armatures est très faible, dans ce cas on va utiliser le treille-soudé $\varphi(15 * 15) \text{ cm}^2$ pour le ferrailage de la dalle de l'escalier

3.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a pré dimensionné les différents éléments de notre structure a savoir :

- Les éléments principaux (solives, poutres et poteaux).
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère).

CHAPITRE 04

Etude des planchers mixtes

4.1 Introduction

Le plancher collaborant associe une dalle de compression en béton armé comportant un léger treillis d'armatures destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température, à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillent en traction comme une armature.

L'association de ces deux matériaux différents est généralement obtenue au moyen d'organes de liaison appelés connecteurs, cette connexion se fait principalement à l'aide des goujons.

La conception d'un plancher collaborant repose sur deux étapes essentielles qui sont la phase de montage et de coulage où le profilé en acier résiste seul en supportant le poids du béton frais puis la phase de mise en service où l'acier et le béton travaillent ensemble pour obtenir une meilleure résistance.

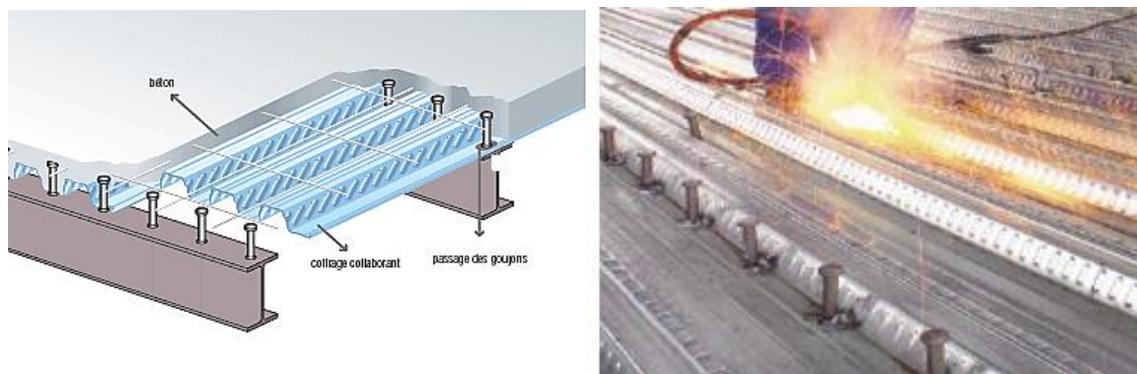


Figure 23 Plancher mixte (Acier-Béton)

4.2 Avantages de l'utilisation d'un plancher mixte :

La combinaison bac acier-dalle de béton (plancher collaborant) offre énormément d'avantages dont :

- Une rapidité d'installation.
- un volume du béton nécessaire moins élevé et s'adapte à diverses formes.
- Un gain économique vu le coût bas du plancher collaborant.
- Une meilleure résistance au feu.
- Conception flexible et importante capacité portante de la dalle mixte.
- Un gain de hauteur (hauteur du plancher réduite).
- Le découpage est peu compliqué.
- Pas de nécessité de coffrage (la tôle sert de coffrage).

4.3 Caractéristiques des sections transversales des dalles mixtes :

4.3.1 La largeur participante de la dalle :

La largeur collaborant du béton qui participe à l'inertie globale de la section mixte notée par b_{eff} , est donnée selon EC4.4.2.2.1, par :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right].$$

Avec :

L_0 : longueur de la solive.

b : entraxe des solives.

4.3.2 Section équivalente acier béton :

Le concept de section équivalente est utilisée pour le calcul des propriétés d'une section mixte (acier-béton) dans le domaine élastique comme sur une section équivalente en acier, la semelle de béton d'air A_c est remplacée par une semelle d'acier fictif de même hauteur, on divise alors la contribution de la partie en béton par un coefficient d'homogénéisation (équivalence)

n : Coefficient d'équivalence (acier – béton) = E_a/E_c

$$\Rightarrow n = E_a / E_c = 2100000 / 140000 = 15$$

4.4 Calcul de la dalle mixte :

Le pré dimensionnement de la dalle en béton d'un plancher mixte, l'**Eurocode 4** (page 7- 4) exige :

- L'épaisseur hors-tout de la dalle mixte h , doit être moins 80 mm .l'épaisseur de béton h_c au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervure de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm
- La dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, l'épaisseur totale doit être d'au moins 90 mm et h_c ne doit pas être inférieure à 50 mm.

On opte alors pour une épaisseur de

$$\begin{cases} h_c = 80 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \\ h_t = 120 \text{ mm} > 90 \text{ mm} \end{cases}$$

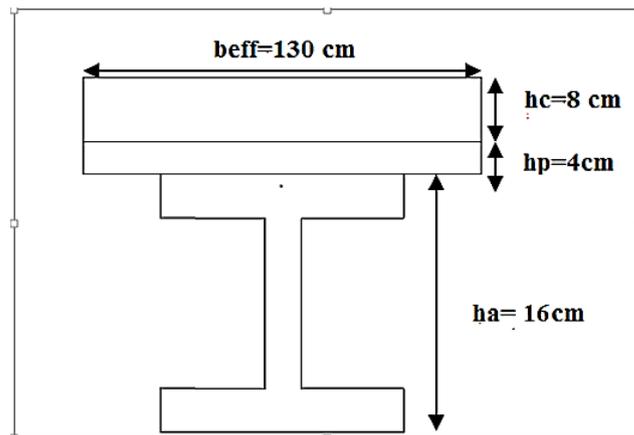


Figure 24 Largeur de la dalle effective.

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction.
- Phase final.
 - **Phase de construction** : profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

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

- **Phase finale** : Le béton ayant durci, donc le profilé et la dalle travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale sont:

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

4.4.1 La vérification a la phase de construction :

4.4.1.1 Evaluation des charges sur les solives :

- **Charges permanentes :**

Poids propre du béton frais ($e_b=10\text{cm}$) : $g_B=(0.1 \times 2.5)=2.5\text{KN/m}^2$.

Poids propre du profile IPE240 : $g_p=0.307\text{KN/m}$, $W_{pl}=366.6\text{cm}^3$.

Poids propre de la tôle COFRASTRA40 : $g_t=0.15\text{KN/m}^2$.

$$G = (2.5 + 0.15) \times 1 + 0.307 = 2.957\text{KN/m}$$

- **Charges d'exploitation :**

$Q_{ouv}=1\text{KN/m}^2$ (la surcharge des ouvriers et leur matériel)

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

4.4.1.2 Vérification a l'ELU :

a) Vérification de la résistance vis-à-vis du moment fléchissant :

$$Q_u = 1.35 \times (2.957) + 1.5 \times 1 = 5.4919 \text{KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 6.17 \text{KN.m} \\ M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 86.15 \text{KN/m} \end{array} \right\}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ la condition est vérifiée

b) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

Où : V_{rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 259.68 \text{KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times (l)}{2} = 16.47 \text{KN}$$

$V_{sd} = 16.47 \text{KN} \leq V_{plrd} = 259.68 \text{KN} \rightarrow$ la condition est vérifiée

4.4.1.3 Vérification a l'ELS

Il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec

$$Q_s = G + Q = 2.957 + 1 = 3.957 \text{KN /m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{300}{250} = 1.2 \text{cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times Q_s \times (l)^4}{384 \times E I_y} = 0.51 \text{cm}$$

$f_{adm} = 1.2 \text{cm} > f_{cal} = 0.51 \text{cm} \rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Par la même procédure on vérifie les solives du plancher terrasse, les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Elément	Profile	Longueu r (m)	Entraxe (m)	qs(KN/m)	qu(KN/m)	Fcal(cm)	Fad(cm)
Solive du plancher terrasse	240	6	1	3.957	5.4919	0.51	1.2

Tableau 199 Vérification de la flèche du plancher terrasse durant la phase de construction

Elément	Profile	Msd(KN.m)	Mplrd(KN.m)	Vsd(KN)	Vplrd(KN)
Solive du plancher terrasse	240	6.17	86.15	16.47	259.68

Tableau 20 Vérification des sollicitations sur les solives du plancher terrasse durant la phase de construction

4.4.2 La vérification a la phase finale :

Les charges dans la phase finale sont représentées dans le tableau suivant :

niveau	Charge permanente G(KN/m ²)	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)	Entre axe (m)	qu (KN/m)	qs(KN/m)
Plancher terrasse inaccessible	6.23	1	1	10.324	7.537
Plancher courant	4.49	2.5	1	10.2259	7.297

Tableau 21 Les différentes charges durant la phase finale

Remarque : on remarque que les solives du plancher terrasse inaccessible sont les plus sollicitées, alors on fait les vérifications sur ces dernières au stade finale.

4.4.2.1 Vérification a l'ELU :

a. Vérification de la résistance vis-à-vis du moment fléchissant :

$$Q_u = 10.324 \text{ KN/m}$$

Il faut que la condition suivante soit vérifiée : $M_{sd} < M_{plrd}$ avec $M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{10.324 \times 6^2}{8} = 46.458 \text{ KN.m}$$

▪ Largeur efficace de la dalle :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec } b_{e1} = \min \left[\frac{6}{8}, \frac{1}{2} \right] = 0.5 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.5 + 0.5 = 1 \text{ m}$$

▪ Résistance plastique du profile en traction f_a et de la dalle de compression f_c :

Fa>Fc	Fc<Fa	Fa-Fc ≤ $\frac{2btffy}{\gamma_a}$	Fa-Fc > $\frac{2btffy}{\gamma_a}$
Axe neutre plastique dans la dalle	Axe neutre plastique dans la poutre	Axe neutre plastique dans la semelle	Axe neutre plastique dans l'âme

Tableau 22 vérification de la position de l'axe neutre.

$$F_a = \frac{A}{\gamma_a} \cdot f_y = \frac{39.12 \cdot 23.5}{1.1} = 835.31 \text{ KN.}$$

$$F_c = b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1 \cdot 8 \cdot \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} \cdot 10 = 1133.33 \text{ KN.}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ L'axe neutre plastique est dans la dalle.

- **Calcul de la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle de compression(Z) :**

Z : la cote de l'axe neutre plastique (ANP) définie par rapport à la face supérieure de la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \cdot \left(\frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_c}\right)} = \frac{835.31}{100 \cdot \left(\frac{0.85 \cdot 2.5}{1.5}\right)} = 5.89 \text{ cm} < hc = 8 \text{ cm.}$$

Donc l'axe neutre plastique passe par la dalle de compression.

- **Calcul du moment résistant plastique :**

$$M_{pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2}\right) = 835.31 \times \left(\frac{16}{2} + 4 + 8 - \frac{5.89}{2}\right) \times 10^{-2} \\ = 142.46 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 46.458 \text{ KN.m}$

$M_{pl,Rd}^+ > M_{sd} \rightarrow$ La section est vérifiée en résistance alors on garde l'IPE 240.

b. Vérification au cisaillement

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz} \times \gamma_{m0}}{\sqrt{3}} = \frac{19.4 \times 235 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 260 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times (l)}{2} = \frac{10.324 \times 6}{2} = 30.97 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 30.97 \text{ KN} \leq V_{rd} = 260 \text{ KN} \rightarrow$ l'effort tranchant est vérifié

4.4.2.2 Vérification a l'ELS :

$Q_s = 7.537 \text{ KN/m.}$

La flèche sera vérifiée si : $f_{adm} > f_{cal}$ avec $f_{adm} = \frac{l}{250}$ et $f_{cal} = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_{my}}$

E : module d'élasticité de l'acier ($E=21000\text{Mpa}$).

I_{my} : moment d'inertie de la section mixte.

$$I_m = \frac{Aa(Hc+2Hp+Ha)^2}{4(1+\eta \times v)} + \frac{b_{eff}}{12\eta} \times hc^2 + I_a$$

$$\eta = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{3912}{80000} = 0.0489 = 0.05$$

$$I_m = \frac{3912(80+2 \times 40+160)^2}{4(1+15 \times 0.05)} + \frac{1000}{12 \times 15} \times 80^3 + 3892 \times 10^4$$

$$I_m = 9950 \text{cm}^4$$

$$f_{adm} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 7.537 \times 600}{384 \times 21000 \times 9950} = 0.60 \text{cm}$$

$f_{cal} < f_{adm} \Rightarrow$ condition vérifiée

La surface de la section mixte :

$$s = Aa + \frac{b_{eff}(hc+hp)}{\eta} = 39.1 + \frac{100 \times (8+4)}{15} = 119.1 \text{cm}^2$$

Distance entre l'axe neutre et le centre de gravité du profile en acier :

$$d = \frac{b_{eff}(hc+hp)}{\eta} \times \frac{(hc+hp)+ha}{2s} = \frac{100 \times (8+4)}{15} \times \frac{(8+4)+16}{2 \times 119.1}$$

$$d = 9.40 \text{cm}.$$

Distance de la fibre la plus tendu jusqu'à l'axe neutre (v_i) et la distance de l'axe neutre

Jusqu'à la fibre la plus comprimée (v_s) :

$$v_i = \left(\frac{ha}{2}\right) + d = \left(\frac{16}{2}\right) + 9.40 = 17.4 \text{cm}$$

$$v_s = \left(\frac{ha}{2}\right) + (hc + hp) - d = \left(\frac{16}{2}\right) + (8 + 4) - 9.40 = 10.6 \text{cm}$$

4.4.2.3 Verification des contraintes dues au moment flechissant:

c) **Contraintes dans la poutre en acier :**

▪ **Traction:**

$$\sigma_{ai} = -\frac{Msd}{I_m} \times v_i = -\frac{46.458}{9950} \times 17.4 \times 10^3 = -181.243 \text{MPa}$$

▪ **Compression :**

$$\sigma_{as} = -\frac{Msd}{I_m} \times (v_s - (hc + hp)) = \frac{46.458}{9950} \times (10.6 - (8 + 4)) \times 10^3$$

$$\sigma_{as} = -26.53 \text{ MPa.}$$

d) **Contrainte dans la dalle :**

▪ **Compression (fibre supérieure) :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = \left(\frac{46.458}{15 \times 9950} \right) \times 10.6 \times 10^3 = 14.29 \text{ MPa}$$

▪ **Compression (fibre inférieure) :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times (v_i - (hc + hp)) = \frac{46.458}{15 \times 9950} \times (10.6 - (8 + 4)) = -4.35 \text{ MPa}$$

4.4.2.4 Contraintes dues au retrait du béton :

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier / béton.

L'effet du retrait peut, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température.

Ces effets provoquent :

Un raccourcissement de la poutre acier ϵ_a

Un allongement de la dalle béton ϵ_b par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En fait, ce qui équivaut à un allongement, et l'on a : $\epsilon =$

$\epsilon_a + \epsilon_b$

On a :

$$K = \frac{B \times E \times \epsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (E \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$\beta = \frac{h_a + (hc + hp)}{2} = \frac{16 + 12}{2} = 14 \text{ cm}$$

Avec :

β : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton.

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{3892}{39.12 \cdot 14} = 7.10 \text{ cm}$$

$$B = b_{eff} \times (hc + hp) = 100 \times (8 + 4) = 1200 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$K = \frac{1200 \times 2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 14 \times 39.12}{(15 \times 3892 \times 39.12) + (1200 \times 3892) + (1200 \times 39.12 \times 14^2)} = 0.170 \text{ kN/cm}^3$$

y_1 : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène.

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 7.10 = 15.1 \text{ cm}$$

y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$y_2 = y_1 + hc + hp = 15.1 + 12 = 27.1 \text{ cm}$$

D'où ; les contraintes seront comme suite :

– **les contraintes dans la poutre acier**

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0.170 \times 15.1 \times 10 = 25.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0.170 \times (16 - 15.1) \times 10 = 10.53 \text{ MPa}$$

– **les contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times Y_1)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0.170 \times 15.1 \times 10)}{15} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times Y_2)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0.17 \times 27.1 \times 10)}{15} = -0.72 \text{ MPa}$$

a) Vérification des contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 26.53 + 25.67 = 52.2 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -181.243 + 10.53 = -170.71 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 14.29 - 0.72 = 13.57 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -4.35 + 1.09 = -3.26 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

4.5 Calcul des connecteurs

La solidarisation des deux matériaux est obtenu au moyen d'organes de liaisons dit « connecteurs » fixés sur l'élément métallique dont le rôle est d'empêcher, ou du moins de limiter le glissement pouvant se produire le long de l'interface acier-béton ainsi ils constituent l'élément essentiel qui permet d'assurer le comportement mixte d'une section transversale.

4.5.1 Dimension du connecteur

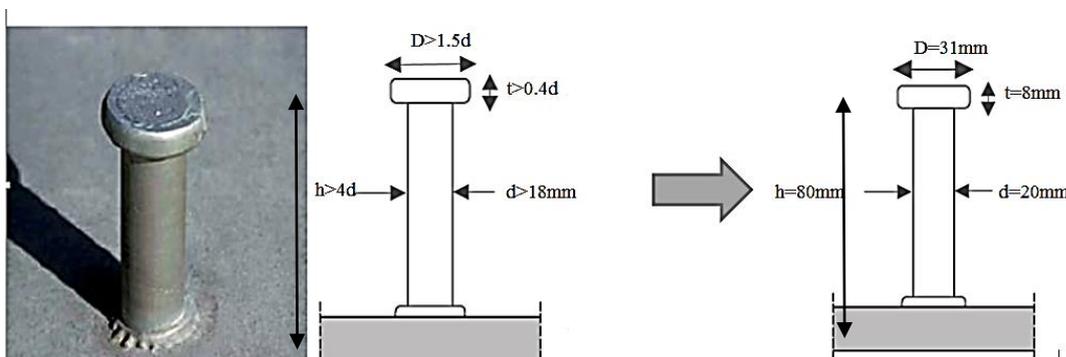


Figure 25 dimension des connecteurs

4.5.1.1 Calcul de la résistance d'un connecteur

$$P_{rd} \min \begin{cases} 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \\ 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \end{cases}$$

Avec :

- d : Diamètre du fut de goujons (d = 20 mm)
- f_u : Résistance ultime en traction spécifique du goujon (400 MPa)
- f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré (25MPa)
- E_{cm} : Module de Young sécant du béton (30500Mpa)
- γ_v : Coefficient de sécurité partiel =1.25
- α : Facteur correctif : $\alpha = \begin{cases} 0.2 \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] \rightarrow 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \rightarrow \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$

$$h/d = 80/20 = 4 \rightarrow \alpha = 0.2 \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] = 0.2[(4) + 1] = 1 \rightarrow \alpha = 1$$

D'ou :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.8 * 400 * \frac{3.14 * 20^2}{4} \frac{1}{1.25} * 10^{-3} = 80.384KN \\ 0.29 * 1 * 20^2 * \sqrt{25 * 30500} \frac{1}{1.25} * 10^{-3} = 81.034KN \end{cases} \rightarrow P_{rd} = 80.38KN$$

4.5.1.2 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_{lf}

$$V_{lf} = \min \begin{cases} \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \\ 0.85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \end{cases}$$

Avec :

- A_a : section d'acier. ($A_{a\ IPE\ 160} = 20.1\ cm^2$)
- F_y : 235 Mpa.
- γ_a : Coefficient de sécurité d'acier 1.1.
- $b_{eff} = \min (l/4, e) \rightarrow b_{eff} = 1m$
- $h_c = 8\ cm$

$$V_{lf} = \min \begin{cases} \frac{39.12 * 23.5}{1.1} = 835.74\ KN \\ 0.85 * 1 * 8 * \frac{2.5}{1.5} = 1133.33\ KN \end{cases} \rightarrow V_{lf} = 835.74\ KN$$

4.5.1.3 Calcul le nombre de goujon

$$N_r = \frac{V_{lf}}{P_{Rd}} = \frac{835.74}{80.38} = 10.39 \quad \text{On choisit alors } N_r = 11 \text{ goujons.}$$

$$L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{6}{2} = 3\ m.$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (h_t) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$S_t < \min(6h_t; 800) = \min(720; 800)$$

L'espacement est donner par:

$$S_t = \frac{l_{cr}}{N} = \frac{300}{11} = 27.27 \text{ cm.}$$

$$S_t = 272.7 \text{ mm} < 720 \text{ mm} \text{ condition vérifiée.}$$

On adopte 22 goujons sur la longueur $l=6\text{m}$ pour chaque solive avec un espacement de 27.27cm entre deux goujons successifs.

4.5.1.4 Vérification de la soudure

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{sd} \leq F_{w.Rd}$$

$$F_{w.Rd} = a * l * \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{MW} \cdot \sqrt{3}}$$

Avec:

- a : la gorge $\rightarrow a < \min(d; t_f)$
- $a < \min(20; 8)$ On prend $a = 8 \text{ mm}$.
- L : est la longueur de cordon de soudure circulaire $L = \pi * d$.
- $L = 3.14 * 20 = 62.8 \text{ mm}$.
- $f_u = 400 \text{ Mpa}$.
- $\beta_w = 0.8$
- $\gamma_{mw} = 1.25$

L'effort résistant de cisaillement est :

$$F_{w.Rd} = 8 * 62.8 * \frac{400 * 10^{-3}}{0.8 * 1.25 * \sqrt{3}} = 116.02 \text{ KN.}$$

L'effort sollicitant est donner par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{835.74}{11} = 75.97 \text{ KN.}$$

D'où : $F_{sd} = 75.97 \text{ KN} \leq F_{w.Rd} = 116.02 \text{ KN}$ la condition est vérifiée

4.5.2 Ferrailage de la dalle :

Pour une dalle repose sur deux appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{6} = 0.16 < 0.4$$

$\rho < 0.4 \rightarrow$ Alors la dalle travaille suivant une direction comme une poutre, la flexion selon l_y est négligeable.

Le moment en travée :

$$- M_t = 0.85M_0.$$

Le moment à l'appui :

$$- M_a = -0.4M_0.$$

Les sollicitations

$$G = 2.957 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$Q_u = 1.35.G + 1.5Q = 5.4919 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_s = G + Q = 3.957 \text{ KN/m}$$

4.5.2.1 Calcul des sollicitations

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{5.4919 \cdot 1^2}{8} = 1.33 \text{ Kn.m}$$

- Moment en travée

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 1.33 = 1.13 \text{ KN.m.}$$

- Moment sur appuis

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 1.33 = 0.53 \text{ KN.m.}$$

4.5.2.2 Calcul des armatures

- en travée :

$$M_t = 1.13 \text{ KN.m. } b = 1 \text{ m. } h = 12 - 4 = 8 \text{ cm. } d = 0.9h = 0.072 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.13}{1 \cdot 0.072^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3} = 0.015 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.015}) = 0.018$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.072 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.018) = 0.071 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1.13}{0.071 \cdot 348 \cdot 10^3} 10^4 = 0.45 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.072 \cdot \frac{2.1}{400} 10^4 = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{min}) \rightarrow = 0.86 \text{ cm}^2$$

- en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.53}{1 \cdot 0.072^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3} = 0.0071 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0071}) = 0.008$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.072 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0.008) = 0.071m$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.53}{0.071 \cdot 348 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 0.21cm^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.072 \cdot \frac{2.1}{400} 10^4 = 0.86cm^2$$

$$A = \max(A; A_{min}) \rightarrow = 0.86cm^2$$

Remarque :

La section des armatures est très faible, dans ce cas on va utiliser le treille-soudé $\emptyset_5(150 * 150)cm^2$

CHAPITRE 05

**Modélisation et analyse de la structure
avec le logiciel REBOT**

5.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau de la construction et par conséquent la vie humaine. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot qui est basé sur la méthode des éléments finis.

- Description du logiciel ROBOT :

Le Robot, un des produits de ROBOT.BAT, est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique adaptés au construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

5.2 Etapes de la modélisation de la structure

- Définition des sections :
- Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies
- Définition des charges a appliqué
- Introduction du spectre de réponse
- Définition des combinaisons de charges
- Définition des conditions aux limites
- Lancer l'analyse

Figure 26 Vue 3D de la structure a modélisée avec ROBOT

5.3 Analyse de la structure

5.3.1 Type d'Analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

5.3.1.1 Les chargements statiques

- le poids propre de la structure.
- Les effets dus aux actions climatiques (selon le RNVA 2013) sont des chargements statiques.
- Le poids des éléments non modélisés (murs, revêtement)
- Charges d'exploitations

5.3.1.2 Les chargements dynamiques

- Les effets sismiques

Dans notre cas on opte pour la méthode dynamique spectrale.

5.3.2 La méthode statique équivalente :

C'est la méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures ,elle est base sur l'utilisation des spectres de réponse .mais comme le RPA 99 préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieure a 80% de l'effort tranchant statique ,donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

V: effort tranchant total de la structure.

A: coefficient d'accélération de zone.

D: facteur d'amplification dynamique moyen.

W: poids de la structure.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

5.3.2.1 Détermination du coefficient d'accélération de zone A

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1)

Notre bâtiment est classé dans le groupe 2 et il est situé en zone sismique IIa.

Donc **A = 0.15**

5.3.2.2 Détermination de T₁ et T₂

Site meuble (S3) d'après le tableau 4-7 → T₂ = 0.5 s et T₁ = 0.15s

5.3.2.3 Détermination de facteur correction d'amortissement η

(η) facteur de d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \rightarrow \sqrt{\frac{7}{2 + 5}} = 1 > 0.7$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages

Portique en acier avec remplissage dense $\begin{cases} \xi = 5 \% \\ \eta = 1 \end{cases}$

5.3.2.4 Détermination de facteur de qualité Q

Q est déterminé en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pa$.

Critère	Pqx	Pqy
1. Conditions minimales sur les files	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.05	0.05
	Qx = 1.15	Qy = 1.1

Tableau 23 Valeur de pénalités

5.3.2.5 Détermination de coefficient de comportement global de la structure R

D'après les plans d'architectures, et vu les contraintes posées par les ouvertures concernant notre bâtiment. Les systèmes de contreventement à prendre en considération dans les calculs sont les suivants :

Sens 1 :

Structure en acier + ossature contreventée par palées triangulées en X. → R1 = 4

-Sens 2 :

Structure en acier + ossature contreventée par palées triangulées en X → R2 = 4

5.3.2.6 Calcul de poids total de la structure W

D'après les résultats de la modélisation le poids des différents niveaux est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	Wi(KN)
3 ^{ème} étage	3318.11
2 ^{ème} étage	6119.47
1 ^{er} étage	8923.80
RDC	11785.25
Niveau	Wi(KN)

Tableau 24 Poids total des différents niveaux

5.3.2.7 Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \gg 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$

Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de T calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : $T = 0.45s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

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

C_t : est un coefficient, contreventement assure partiellement ou totalement par des palées triangulées es des murs en maçonnerie donc on aura $C_t = 0.05$

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 15.76m$$

$$T_x = T_y = 0.05 \times (15.76)^{3/4} = 0.39s$$

T_x et T_y sont entre 0 et T_2 :

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$0 \leq 0.39 \leq 0.5$$

Donc : $D_x = D_y = 2.5\eta = 2.5 * 1 = 2.5$

➤ Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R_x} \times W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 11785.25 = 1270.59KN \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R_y} \times W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.1}{4} \times 11785.25 = 1215.35 KN \end{cases}$$

5.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

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.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique IIa.
- Groupe d'usage 2 (ouvrage d'importance moyenne) .
- Site meuble (S3)

Le spectre de calcul proposé par le RPA99 version 2003, est un spectre d'accélération absolue, donné

$$\text{par : } \frac{s_A}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A: coefficient d'accélération de la zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées a la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Deux spectres à utiliser dans le dimensionnement, sont les suivants :

-Suivant X :

- Suivant Y

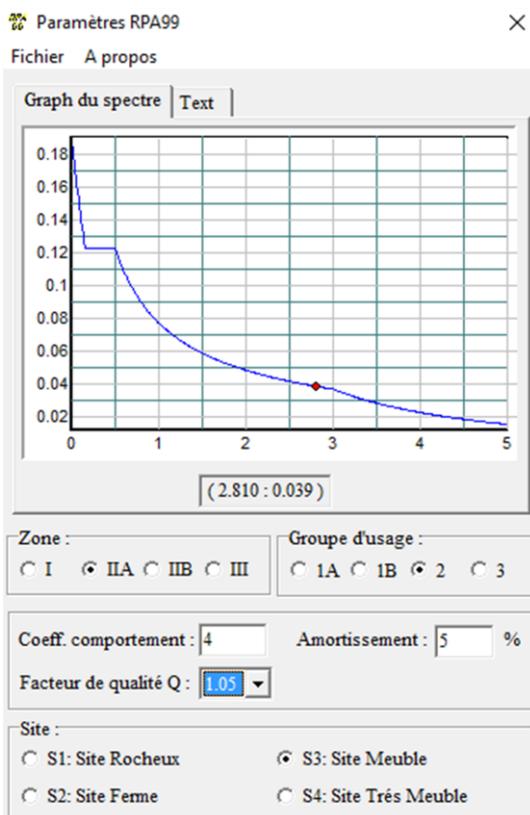


Figure 27 : Spectre de réponse selon X

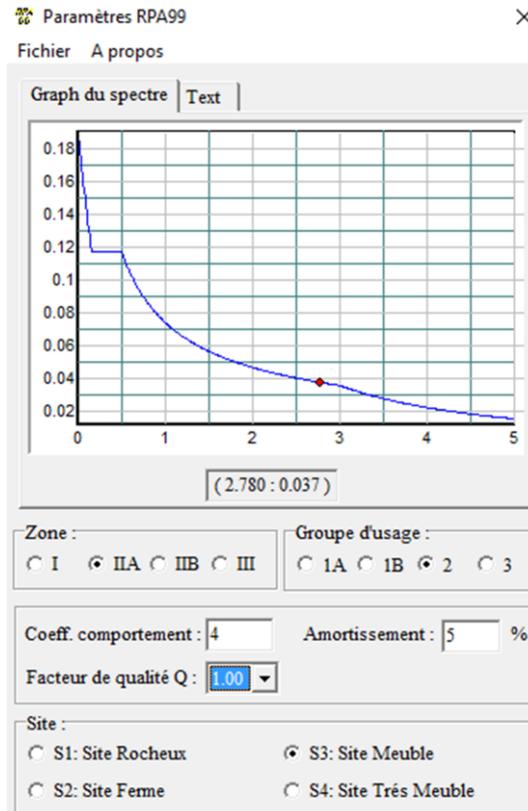


Figure 28 : Spectre de réponse selon Y

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

a) Les réponses modales de la structure

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 :

Translation suivant X-X, période $T = 0,45s$ taux de participation de la masse

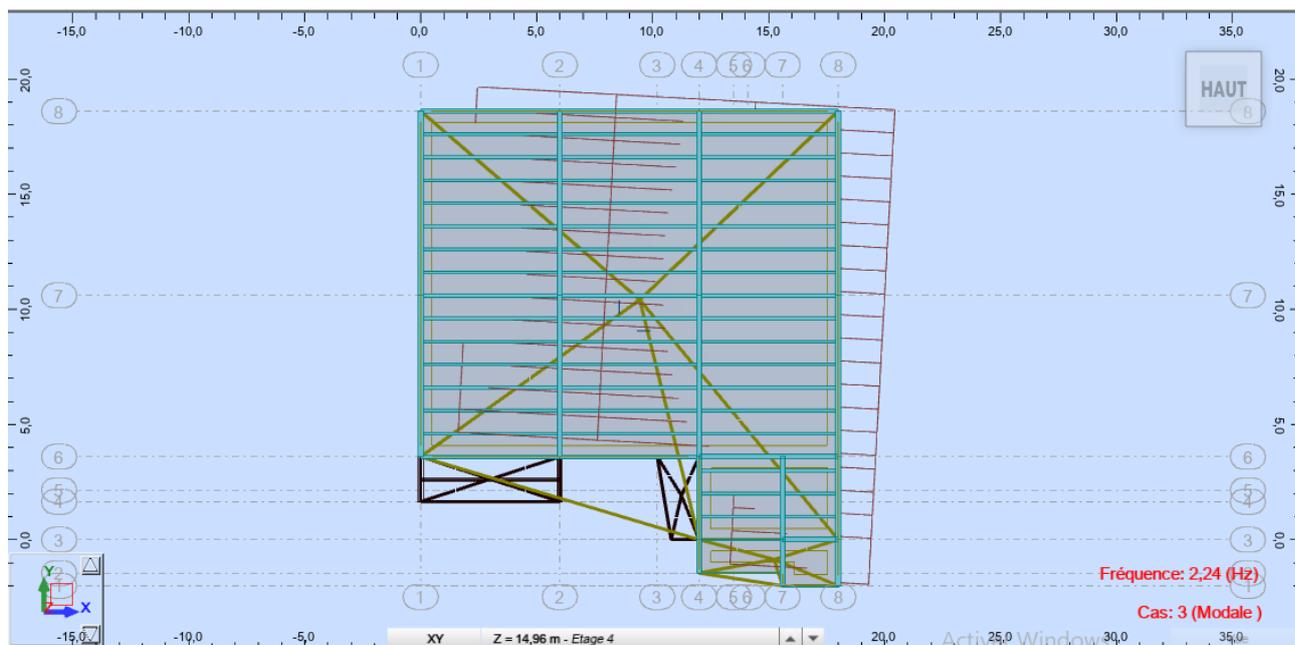


Figure 29 La déformée du mode 1

Mode 2 :

Translation suivant Y-Y, période $T = 0,39$ s taux de participation de la masse

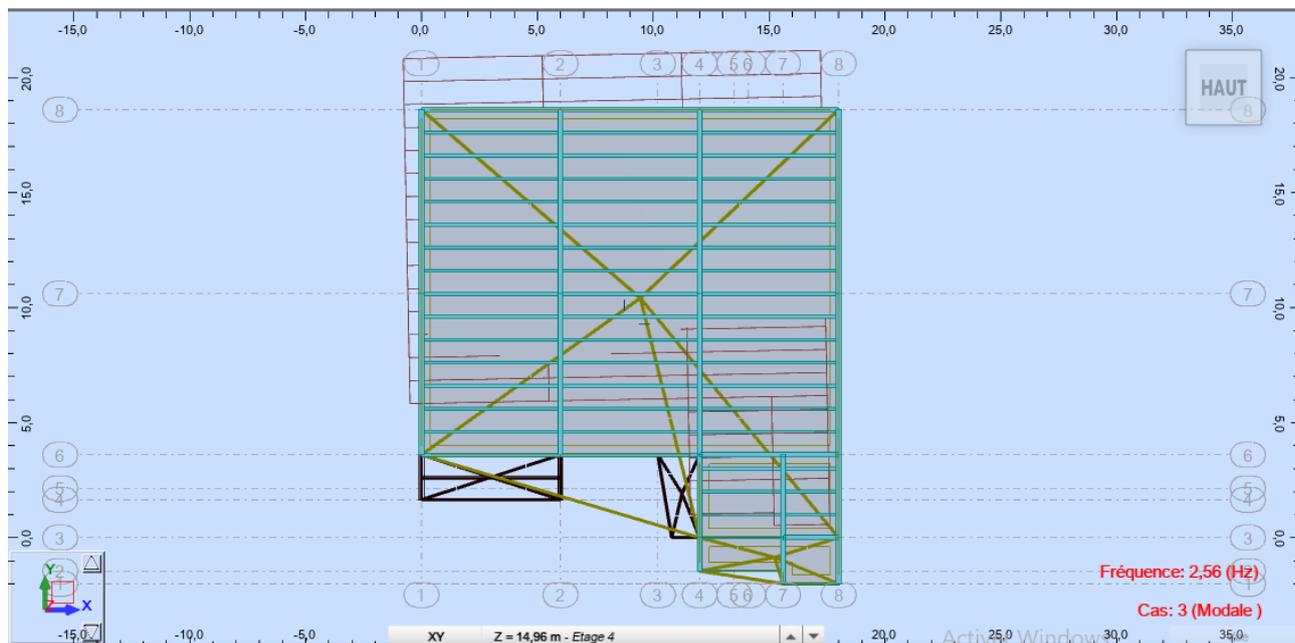


Figure 30 La déformée du mode 2

Mode	Période(s)
1	0.45
2	0.39
3	0.34

Tableau 25 valeurs des modes propres.

5.4 Vérification de la structure :

5.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

- La période numérique obtenue par le logiciel est : $T_{num}=0.45s$.
- La période empirique est égale à $\begin{cases} T_x = 0.39s \\ T_y = 0.39s \end{cases}$

Selon l'article (4.2.2 du RPA) la valeur de la période numérique ne doit pas dépassée celle estimées par la formule empirique de plus de 30%.

$$0.38 < 1.3 \times 0.39 = 0.507s \Rightarrow \text{la période est vérifiée.}$$

5.4.2 Vérification de la participation massique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]
3/1	2.24	0,45	73.35	5.56	73.35	5.56	1247574.53	1247574.53
3/2	2.56	0,39	78.62	84.23	5.28	78.67	1247574.53	1247574.53
3/3	2.98	0,34	82.39	84.24	3.77	0.01	1247574.53	1247574.53
3/4	6.99	0,14	95.04	84.60	12.65	0.36	1247574.53	1247574.53

Tableau 26 Pourcentage de participation de masse

5.4.3 Vérification de la force sismique a la base :

La force sismique statique v dans les deux sens est :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R_x} \times W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 11785.25 = 1270.59KN \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R_y} \times W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.1}{4} \times 11785.25 = 1215.35KN \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} V_{stx} = 1270.59KN \\ V_{sty} = 1215.35KN \end{cases}$

La résultante des forces sismiques a la base Vdyn obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80%de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente Vst pour une valeur de la période fondamentale donnes par la formule empirique appropriés .Après l’application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure , les résultats sont comme suit :

$$\begin{cases} 0.8V_{stx} = 1016.47KN \\ 0.8V_{sty} = 972.28KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_{dynx} = 1270.59kn \\ V_{dyny} = 1215.35kn \end{cases}$$

L’effort sismique a la base est vérifié.

5.4.4 Vérification des déplacements

Le D.T.R RPA99 V2003 précisent que le déplacement horizontale est calculer sous l’effort sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limité les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents a 1% de la hauteur d’étage (art 5.10). Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

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

-R : le coefficient de comportement (R =4)

- δ_{ek} déplacement due à la force sismique

Déplacement suivant la direction XX						
Niveau	h _k (m)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	∇_k (cm)	1.0% h _k (cm)
RDC	3.74	0.7	4	2.8	2.8	3.74
Etage 1	3.74	1.6	4	6.4	3.6	3.74
Etage 2	3.74	2.4	4	9.6	3.2	3.74
Etage 3	3.74	3	4	12	2.4	3.74

Tableau 27 Déplacement selon le sens XX

Déplacement suivant la direction XX						
Niveau	h _k (m)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	∇_k (cm)	1.0% h _k (cm)
RDC	3.74	0.7	4	2.8	2.8	3.74
Etage 1	3.74	1.3	4	5.2	2.4	3.74
Etage 2	3.74	2	4	8	2.8	3.74
Etage 3	3.74	2.5	4	10	2	3.74

Tableau 28 Déplacement selon le sens YY

5.4.5 Effet de second ordre P-Δ

L'effet (P-Δ) est lié à :

- La charge axiale P
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble
- La souplesse des différents éléments de la structure

Les effets de second ordre peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatifs du niveau 'k' par rapport au niveau 'K-1'

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

h_k : Hauteur d'étage 'K'

Si $\theta > 0.2$ La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

niveau	$\nabla_k(\text{cm})$	$P_k(t)$	$V_k(t)$	$h_k(\text{cm})$	θ_k
RDC	2.8	11785.25	1245.90	374	0.07
Etage 1	3.6	8923.80	1125.28	374	0.07
Etage 2	3.2	6119.47	893.16	374	0.05
Etage 3	2.4	3318.11	554.97	374	0.03

Tableau 29 Effet P-Δ xx

Niveau	$\nabla_k(\text{cm})$	$P_k(t)$	$V_k(t)$	$h_k(\text{cm})$	θ_k
RDC	2.8	11785.25	1323.87	374	0.06
Etage 1	2.4	8923.80	1185.97	374	0.04
Etage 2	2.8	6119.47	935.35	374	0.04
Etage 3	2	3318.11	578.59	374	0.03

Tableau 30 Effet P-Δ yy

Observation : Donc les effets P- Δ peuvent être négligés

CHAPITRE 06

Vérification des éléments structuraux

6.1 Introduction

La vérification et le dimensionnement des éléments de notre structure nécessite au préalable la détermination de toutes les sollicitations internes et ce, sous les différentes combinaisons de charges possibles aussi bien en situation durable qu'en situation accidentelle. Ces efforts internes doivent également servir à la vérification des assemblages ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

6.2 Vérification des éléments

6.2.1 Vérification de la poutre principale IPE550

Dans notre cas : la poutre principale la plus sollicitée est celle intermédiaire n° 109 comme illustré en bleu sur la figure suivante

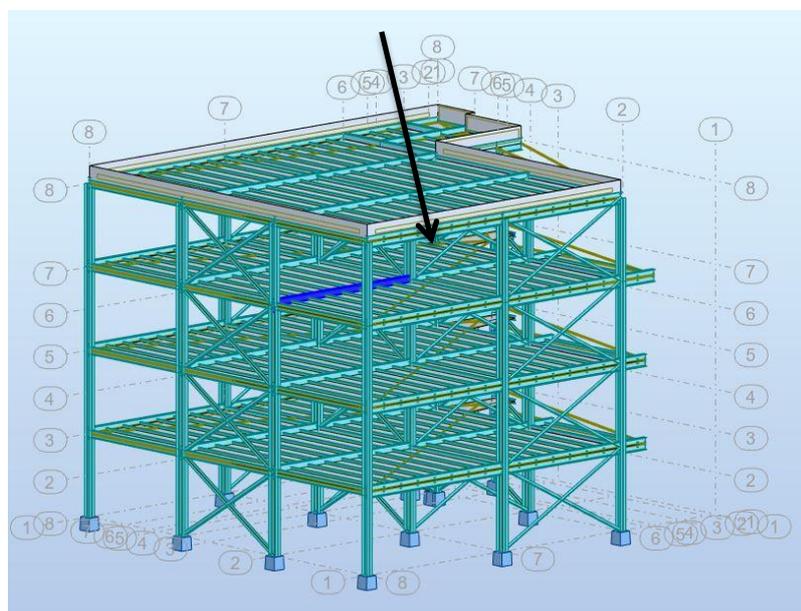


Figure 31 Illustration de La poutre principale la plus sollicitée.

Les efforts internes de la poutre la plus sollicitée sont donnés par le logiciel ROBOT ; comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

	combinaisons	V_{sd} (KN)	$M_{y,sd}$ (KN.m)	Az (cm ²)	Iy (cm ⁴)	Wely (cm ³)	L (m)
Poutre Principale plus jarret (appuis)	1.35G+1.5Q	110.39	236.50	72.35	294184.49	67116.5	7
Profil IPE550 (travée)	1.35G+1.5Q	17.17	190.40	72.3	63721.6	67116.5	7

Tableau 31 les Sollicitations dans la poutre principale

6.2.1.1 Vérification par ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE :

PIECE : 109 Poutre_109 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 10 G+Q+EX (1+2+4)*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550**

h=55.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=82.52 cm ²	Az=72.35 cm ²	Ax=134.42 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=67116.50 cm ⁴	Iz=2667.58 cm ⁴	Ix=123.80 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=2787.01 cm ³	Wplz=400.54 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 17.17 kN	My,Ed = -99.15 kN*m	Mz,Ed = 26.31 kN*m	Vy,Ed = 28.24 kN
Nc,Rd = 3158.87 kN	My,Ed,max = -236.50 kN*m		Mz,Ed,max = 26.31 kN*m
	Vy,T,Rd = 1115.32 kN		
Nb,Rd = 3158.87 kN	My,c,Rd = 654.95 kN*m	Mz,c,Rd = 94.13 kN*m	
	Vz,Ed = 110.39 kN		
	MN,y,Rd = 654.95 kN*m	MN,z,Rd = 94.13 kN*m	
	Vz,T,Rd = 979.16 kN		
	Mb,Rd = 412.79 kN*m	Tt,Ed = -0.09 kN*m	
		Classe de la section = 1	

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 633.30 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.60
Lcr,low=7.00 m	Lam_LT = 1.02	fi,LT = 1.14	XLT,mod = 0.63

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.30 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{z,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

$$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

6.2.1.2 Vérification manuel

A) Vérification de la section

D'après les tableaux de classification des sections transversales de l'**Eurocode 03**

- Classe de la section

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

- Classe de la semelle

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{210}{2 \times 17.2} = 6.10 \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

- Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \frac{487.8}{11.1} = 43.94 \leq 72 \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

B) Vérification de l'effort tranchant

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \quad \text{Avec : } V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{(E C 3 ART 5.4.6.2)}$$

$$\text{Appuis} \rightarrow V_{pl.Rd} = \frac{72.3 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 892.38 \text{ KN} > V_{sd} = 110.39 \text{ KN}$$

$$\text{Travée} \rightarrow V_{pl.Rd} = \frac{72.3 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 891.76 \text{ KN} > V_{sd} = 17.17 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \rightarrow \text{La résistance à l'effort tranchant est vérifiée}$$

C) Vérification au moment résistant

$$M_{sd} \leq M_{rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Appuis} \rightarrow M_{sd} = 236.50 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 595.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée} \rightarrow M_{sd} = 190.40 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 296.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd} \rightarrow \text{la section est vérifiée en résistance}$$

D) Vérification au déversement

Il n'y a pas de risque de déversement car il est empêché par le plancher.

6.2.1.3 Formules de vérification

Contrôle de la résistance de la section :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{ny.rd}} = \frac{236.50}{654.95} = 0.36 < 1 \rightarrow \text{Verifier}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{ny.rd}} = \frac{190.40}{654.95} = 0.29 < 1 \rightarrow \text{Verifier}$$

- Contrôle de l'effort :

$$\frac{V_{z.sd}}{V_{pl.rd}} = \frac{110.39}{891.76} = 0.12 < 1 \rightarrow \text{Verifier}$$

$$\frac{V_{z.sd}}{V_{pl.rd}} = \frac{17.17}{892.32} = 0.01 < 1 \rightarrow \text{Verifier}$$

Donc le profilé choisi, IPE 550 est correct

6.2.2 Vérification de la poutre secondaire IPE330 :

Dans notre cas : la poutre secondaire la plus sollicitée est celle intermédiaire n° 114 comme illustré en bleu sur la figure suivante

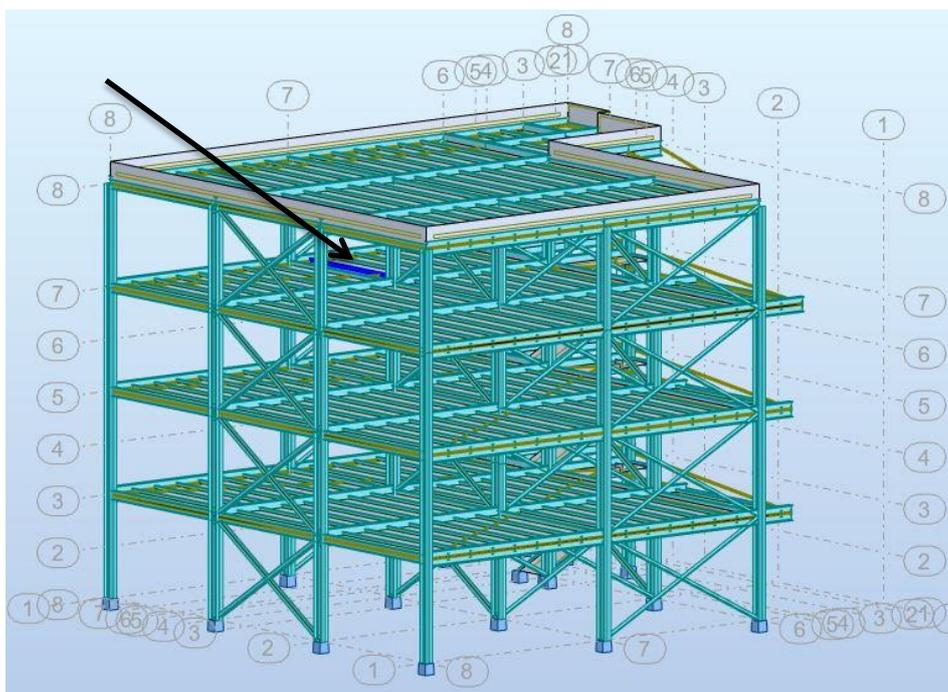


Figure 32 Illustration de La poutre secondaire la plus sollicitée.

Les efforts internes de la poutre la plus sollicitée sont donnés par le logiciel ROBOT ; comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

	combinaisons	V_{sd} (KN)	$M_{y.sd}$ (KN.m)	Az (cm ²)	Iy (cm ⁴)	L (m)
Poutre secondaire plus jarret (appuis)	1.35G+1.5Q	24.51	34.13	23.4	11766.90	6
Profil IPE330(travée)	1.35G+1.5Q	27.74	39.07	18.1	11766.90	6

Tableau 32 les Sollicitations dans la poutre principale

Les efforts internes de la poutre la plus sollicitée sont donnés par le logiciel ROBOT ; comme indiquer dans le tableau ci-dessous :

6.2.2.1 Vérification par ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 114 Poutre_114

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 10 G+Q+EX (1+2+4)*1.00

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 330**

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=28.28 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.33 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 27.74 kN	My,Ed = -34.13 kN*m	Mz,Ed = 7.69 kN*m	Vy,Ed = 2.55 kN
Nc,Rd = 1471.34 kN	My,Ed,max = -34.13 kN*m		Mz,Ed,max = 7.69 kN*m
	Vy,T,Rd = 573.63 kN		
Nb,Rd = 1471.34 kN	My,c,Rd = 189.02 kN*m	Mz,c,Rd = 36.11 kN*m	
	Vz,Ed = 24.51 kN		
	MN,y,Rd = 189.02 kN*m	MN,z,Rd = 36.11 kN*m	
	Vz,T,Rd = 418.02 kN		
	Mb,Rd = 141.28 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 261.48 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.71
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 0.85	fi,LT = 0.96	XLT,mod = 0.75

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$My,Ed/MN,y,Rd = 0.18 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.21 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.25 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.24 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + k_{yy}*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + k_{yz}*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4))
$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + k_{zy}*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + k_{zz}*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

6.2.2.2 Vérification manuel**A) Vérification de la section**

D'après les tableaux de classification des sections transversales de l'**Eurocode 03**

- Classe de la section

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

- Classe de la semelle

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{160}{2 * 11.5} = 6.95 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

- Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 72 \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

B) Vérification de l'effort tranchant

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \quad \text{Avec :} \quad V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (\text{E C 3 ART 5.4.6.2})$$

$$\text{Appuis} \rightarrow V_{pl.Rd} = \frac{30.81 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 380.01 \text{ KN} > V_{sd} = 24.51 \text{ KN}$$

$$\text{Travée} \rightarrow V_{pl.Rd} = \frac{30.8 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 379.89 \text{ KN} > V_{sd} = 27.74 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \rightarrow \text{La résistance à l'effort tranchant est vérifiée}$$

C) Vérification au moment résistant

$$M_{sd} \leq M_{rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Poutre secondaire $\rightarrow M_{sd} = 39.07 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 804.3 \times \frac{235}{1.1} = 171.82 \text{ KN.m}$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \rightarrow$ la section est vérifiée en résistance

D) Vérification au déversement

Il n’y a pas de risque de déversement car il est empêché par le plancher.

6.2.2.3 Formules de vérification

- Contrôle de l’effort :

$$\frac{V_{z.sd}}{V_{pl.rd}} = \frac{46.86}{288.62} = 0.06 < 1 \rightarrow \text{Verifier}$$

Donc le profilé choisi, **IPE 330** est correct

6.2.3 Vérification des poteaux HEA 450

Dans notre cas : le poteau le plus sollicité est celui intermédiaire n° 10 comme illustré en bleu sur la figure suivante :

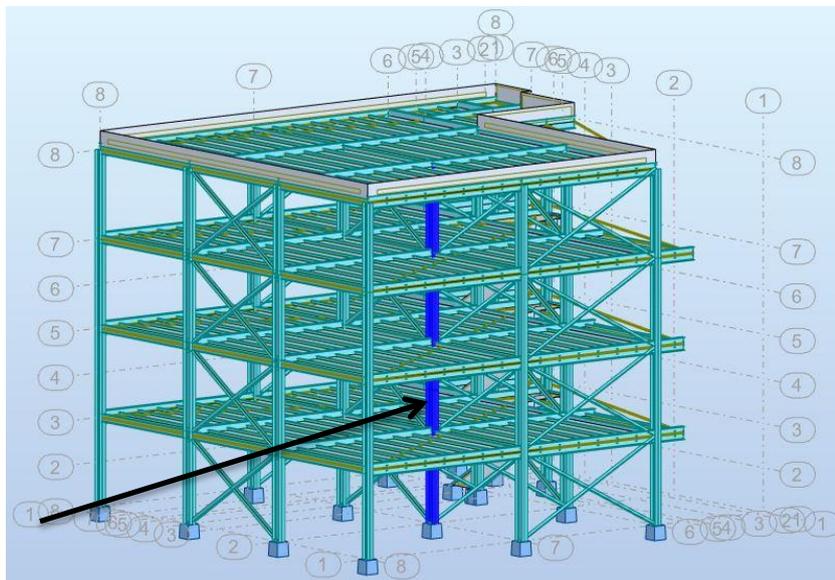


Figure 33 Illustration Le poteau le plus sollicité

Les efforts internes du poteau le plus sollicité sont donnés par le logiciel ROBOT ; comme indiqué dans le tableau ci-dessous

Poteaux	combinaisons	$N_{sd}(\text{KN})$	$V_{sd}(\text{KN})$	$M_y(\text{KN.m})$	$M_z(\text{KN.m})$	$H(\text{m})$
HEB500	1. 35G+1.5Q	1529.19	1.44	7.79	11.46	3.74

Tableau 33 les Sollicitations dans le poteau

6.2.3.1 Vérification par ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 10 Poteau_10

POINT: 7

COORDONNEE: x = 0.20 L =

1.87 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 6 ELU 1*1.35+2*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

h=44.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=138.47 cm²

Az=65.78 cm²

Ax=178.03 cm²

tw=1.1 cm

Iy=63721.60 cm⁴

Iz=9465.33 cm⁴

Ix=257.00 cm⁴

tf=2.1 cm

Wply=3216.07 cm³

Wplz=965.55 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1529.19 kN

My,Ed = 0.13 kN*m

Mz,Ed = -11.46 kN*m

Vy,Ed = 6.23 kN

Nc,Rd = 4183.66 kN

My,Ed,max = -7.79 kN*m

Mz,Ed,max = -11.46 kN*m

Vy,T,Rd = 1878.65 kN

Nb,Rd = 1659.47 kN

My,c,Rd = 755.78 kN*m

Mz,c,Rd = 226.90 kN*m

Vz,Ed = 1.44 kN

MN,y,Rd = 561.59 kN*m

MN,z,Rd = 224.47 kN*m

Vz,T,Rd = 892.51 kN

Tt,Ed = -0.00 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 9.35 m

Lam_y = 0.53

Lcr,y = 9.35 m

Xy = 0.92

Lamy = 49.42

kzy = 0.40



en z:

Lz = 9.35 m

Lam_z = 1.37

Lcr,z = 9.35 m

Xz = 0.40

Lamz = 128.23

kzz = 0.39

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.37 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.83} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{u,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{u,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{a,y} = 49.42 < \lambda_{a,max} = 210.00 \quad \lambda_{a,z} = 128.23 < \lambda_{a,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 6.2 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

$$v_y = 0.2 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 6.2 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

Profil correct !!!

6.2.3.2 Vérification manuel

❖ Vérification de la section

- Classe de la section

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

- Classe de la semelle

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 21} = 7.14 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

- Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \frac{344}{11.5} = 29.91 \leq 72 \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

❖ Vérification a l'effort tranchant

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \quad \text{Avec : } V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (\text{E C 3 ART 5.4.6.2})$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{65.78 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 811.35 \text{ KN} > V_{sd} = 1.44 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \rightarrow \text{La résistance aux efforts tranchants est vérifiée}$$

❖ **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} \leq M_{rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = 7.79 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 3216.07 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 687.06 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \rightarrow$ la section est vérifiée en résistance

❖ **Vérfications à la stabilité**

❖ **Vérification au flambement**

Calcul de l'élancement réduit

– **Longueurs de flambement** $\begin{cases} L_{ky} = 9.35 \text{ m} \\ L_{kz} = 9.35 \text{ m} \end{cases}$

– **Les rayons de giration** $\begin{cases} i_y = 18.92 \text{ cm} \\ i_z = 7.29 \text{ cm} \end{cases}$

– **Les élancements** $\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{935}{18.92} = 49.41 \\ \lambda_z = \frac{L_k}{i_z} = \frac{935}{7.29} = 128.25 \end{cases}$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{49.41}{93.9} \sqrt{1} = 0.52 < 0.2 \rightarrow \text{risque de flambement} \\ \bar{\lambda}_z = \frac{128.25}{93.9} \sqrt{1} = 0.36 > 0.2 \rightarrow \text{risque de flambement} \end{cases}$$

Alors la vérification au flambement est indispensable .

$$.N_{csd} = 1529.19 \text{ KN} \leq N_{brd} = 0.4 \times 178.03 \times \frac{235}{1.1}$$

$$.N_{csd} = 1529.19 \text{ KN} \leq N_{brd} = 1659.47 \text{ KN}$$

=> vérifiée

❖ **Paramètres de déversement**

Le poteau n'est pas soumis au phénomène de déversement

❖ **Formules de vérification**

- Contrôle de la résistance de la section :

$$\frac{N_{sd}}{N_{c.rd}} = \frac{1529.19}{4183.66} = 0.36 < 1 \rightarrow \text{Vérifier}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz}} = 0.95 \leq 1 \rightarrow \text{Verifier}$$

$$\frac{V_{z.sd}}{V_{pl.rd}} = \frac{1.44}{811.35} = 0.017 < 1 \rightarrow \text{Verifier}$$

$$\frac{V_{y.sd}}{V_{pl.rd}} = \frac{6.23}{1878.65} = 0.03 < 1 \rightarrow \text{Verifier}$$

6.2.4 Vérification des systèmes de contreventement

6.2.4.1 Cornière CAE150×15

Dans notre cas : la barre la plus sollicitée est celle de rive n° 2851 comme illustré en bleu sur la figure suivante

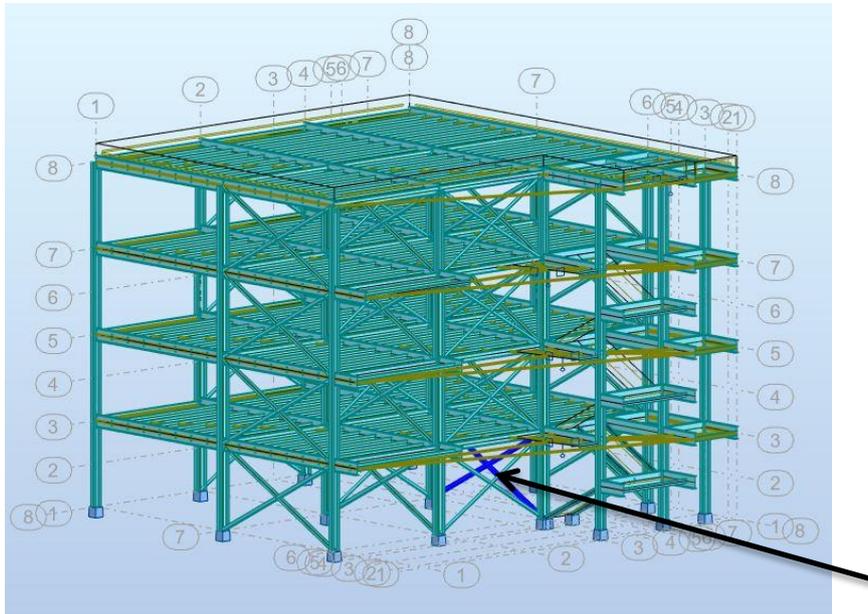


Figure 34 Illustration de Palé de stabilité Le plus sollicité

a. Vérification par ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 302 Barre_302

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.17 L =$

1.32 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 G+Q+EY (1+2+5)*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 150x15**

h=15.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=15.0 cm	Ay=22.50 cm ²	Az=22.50 cm ²	Ax=43.02 cm ²
tw=1.5 cm	Iy=898.10 cm ⁴	Iz=898.10 cm ⁴	Ix=32.06 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wely=83.54 cm ³	Welz=83.54 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 196.65 kN	My,Ed = 1.28 kN*m		
Nc,Rd = 1011.08 kN	My,Ed,max = 2.30 kN*m		
Nb,Rd = 243.06 kN	My,c,Rd = 19.63 kN*m	Vz,Ed = 0.77 kN	
		Vz,c,Rd = 305.27 kN	
		Classe de la section = 3	

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 7.94 m	Lam_y = 1.85
Lcr,y = 7.94 m	Xy = 0.24
Lamy = 173.71	kyy = 1.21



en z:

Lz = 7.94 m	Lam_z = 1.85
Lcr,z = 7.94 m	Xz = 0.24
Lamz = 173.71	kzy = 1.21

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$Lambda,y = 173.71 < Lambda,max = 210.00 \quad Lambda,z = 173.71 < Lambda,max = 210.00$$

STABLE

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**Vérification à la traction**

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{t,rd} = 43.02 \frac{23.5}{1.1} = 1011.08 \text{ KN} \geq N_{t,sd} = 196.95 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifier}$$

Poutre UPN200

Dans notre cas : la barre la plus sollicitée est celle de rive n°365 comme illustré en bleu sur la figure suivante

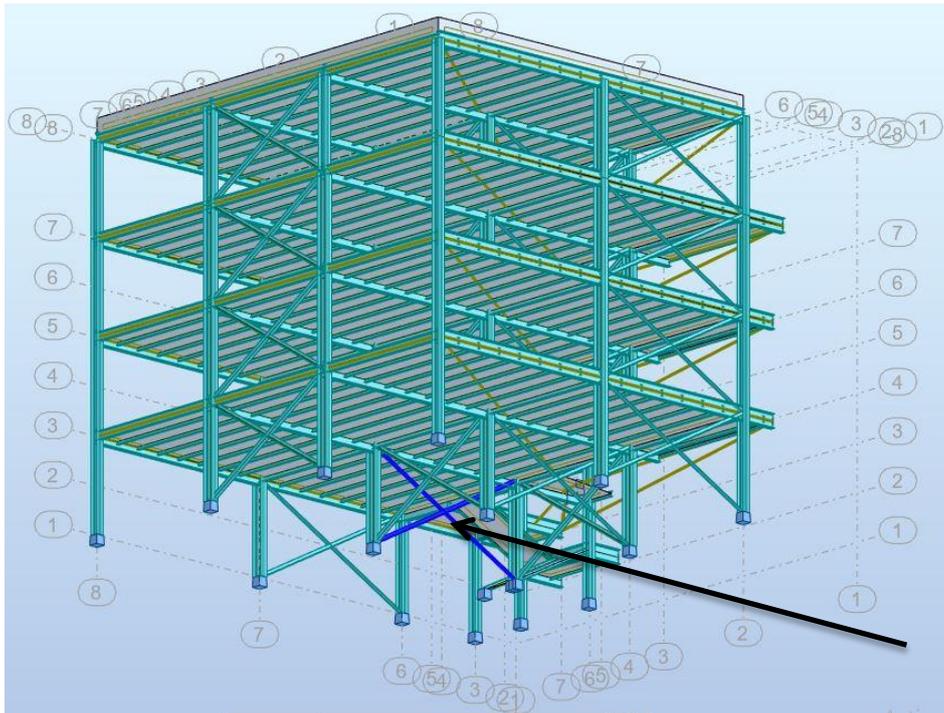


Figure 35 Illustration de poutre eu vent La plus sollicité

Les efforts internes de la poutre au vent la plus sollicité sont donnés par le logicielle ROBOT ; comme indiquer dans le tableau ci-dessous

Poutre	combinaisons	N _{sd} (KN)	A (cm ²)
UPN 200	1.35G+1.5Q	2.76	32.20

Tableau 34 les Sollicitations dans le Palé de stabilité

A) Vérification par ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
 TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 286 Poutre_286

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

3.60 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 ELU 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

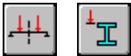


PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=19.11 cm ²	Az=17.25 cm ²	Ax=32.20 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=1910.00 cm ⁴	Iz=148.00 cm ⁴	Ix=11.90 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wely=191.00 cm ³	Welz=26.96 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 2.76 kN	My,Ed = -5.84 kN*m	Mz,Ed = 0.06 kN*m	Vy,Ed = -0.04 kN
Nc,Rd = 756.70 kN	My,Ed,max = -5.84 kN*m		Mz,Ed,max = -0.07 kN*m
	Vy,T,Rd = 259.16 kN		
Nb,Rd = 756.70 kN	My,c,Rd = 44.88 kN*m		Mz,c,Rd = 6.34 kN*m
= -8.68 kN			Vz,Ed
			Vz,T,Rd = 233.97 kN
	Mb,Rd = 27.91 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 83.57 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.62
Lcr,low=3.60 m	Lam_LT = 0.73	fi,LT = 0.97	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y:	kyy = 1.00	 en z:	kzz = 1.00
---	------------	---	------------

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.14 < 1.00$ (6.2.1(7))

$\sqrt{Sig,x,Ed^2 + 3*(Tau,ty,Ed)^2}/(fy/gM0) = 0.14 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)

$Tau,ty,Ed/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$Tau,tz,Ed/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.21 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.22 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.22 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$uy = 0.0 \text{ cm} < uy \text{ max} = L/200.00 = 1.8 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00

$uz = 0.0 \text{ cm} < uz \text{ max} = L/200.00 = 1.8 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 7 ELS (1+2)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

Vérification manuel

❖ Vérification de la section

D'après les tableaux de classification des sections transversales de l'**Eurocode 03**

Classe de la section

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

- Classe de la semelle

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 15 \varepsilon \Rightarrow \frac{75}{2 \times 11} = 3.40 \leq 15 \Rightarrow \text{semelle de classe 3}$$

- Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 124 \varepsilon \Rightarrow \frac{150}{9} = 16.66 \leq 124 \Rightarrow \text{âme de classe 3}$$

❖ Vérification à la traction

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{t.rd} = 32.20 \times \frac{23.5}{1.1} = 756.70 \text{KN} \geq N_{t.sd} = 2.76 \text{kN} \rightarrow \text{Verifier}$$

CHAPITRE 07

Vérification des assemblages

7.1 Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

7.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
F_{yb} (MPa)	240	320	300	400	460	480	640	900

Tableau 35 Caractéristiques des boulons

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

c) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

d) Coefficients partiels de sécurité :

-Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1.25$

-Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1.5$

e) Coefficient de frottement :

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

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

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

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

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

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

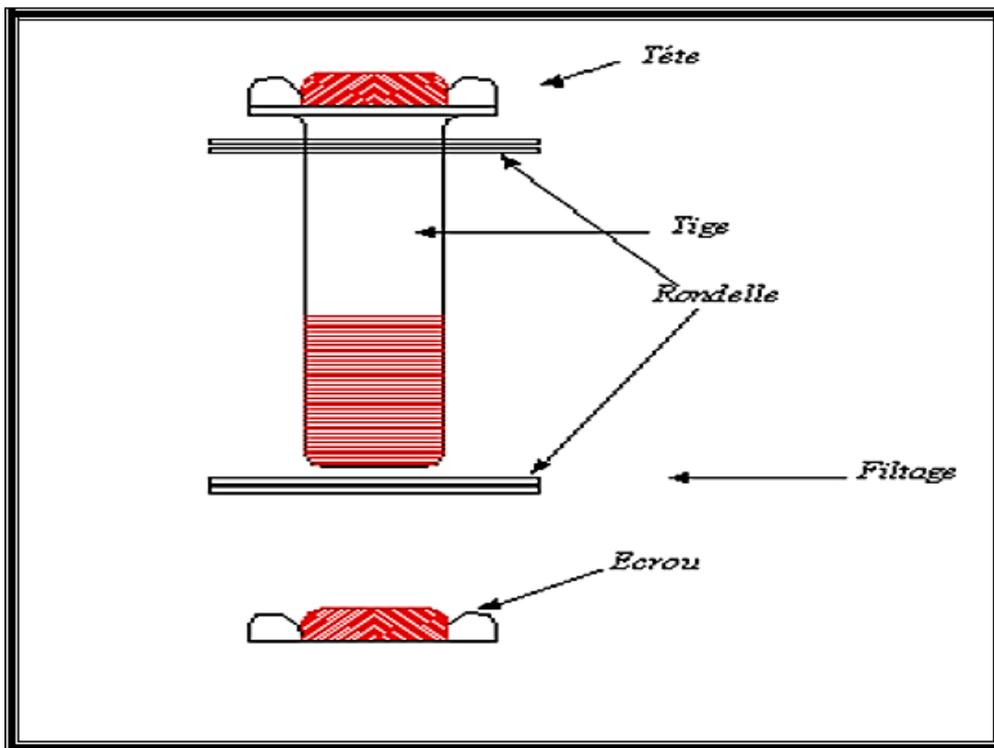


Figure 36 Présentation d'un boulon

7.2.1.1 Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés) pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

7.2.1.2 Calcul des assemblages :

7.2.2 Assemblage poteau-poutre :

L'assemblage par jarret entre une poutre (**IPE330**) et un poteau (**HEA450**) qui est notre choix par rapport à la différence entre les sections choisis dans les calculs.

$$N_{sd} = 109.52 \text{ KN (Traction)}$$

$$V_{sd}^z = 53.67 \text{ KN}$$

$$M_{sd}^y = 47.2 \text{ KN.m}$$

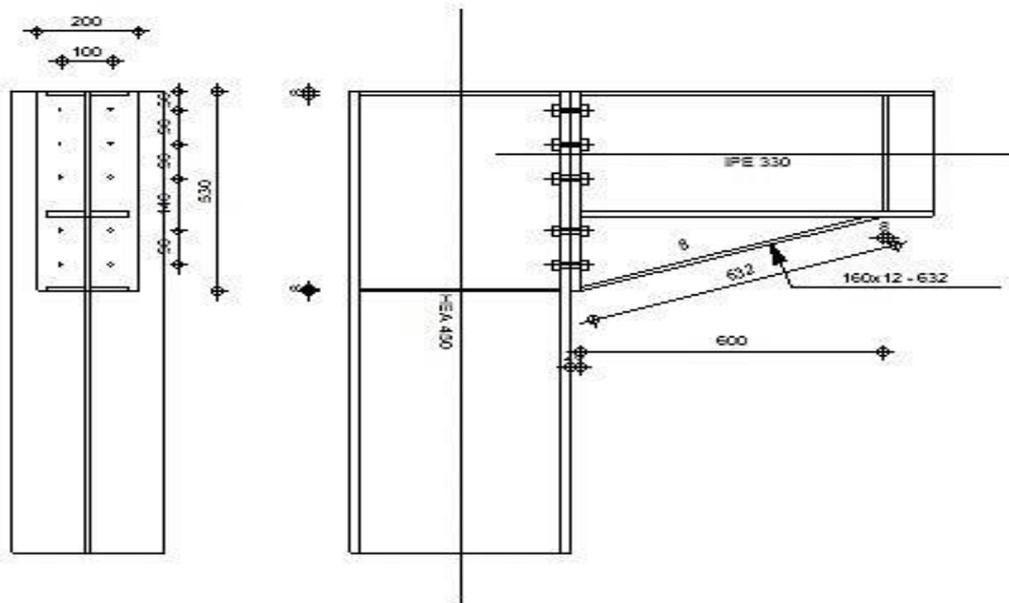


Figure 37 Assemblage poteau-poutre par jarret

A) Calcul de la soudure poutre IPE330 :

a) Sur la semelle de la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{eq} \leq \frac{F_u}{(\beta_w \cdot \gamma_{m2})} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \\ Et: \sigma_{\perp} \leq \frac{F_u}{\gamma_{m2}} \end{array} \right.$$

σ_{\perp} : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge.

σ_{\parallel} : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure.

τ_{\perp} : Contrainte tangente (Dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure.

β_w : Facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :

Nuance d'acier	Fe360	Fe430	Fe510
β_w	0.8	0.85	0.9

Tableau 36 Valeurs de β_w

Le cordon de la semelle est un cordon frontal, donc : $\sigma_{\parallel} = 0$

$$\begin{cases} \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1} \\ F = \frac{M_{sd}}{h} \end{cases}$$

Avec : $l_1 = b$: La longueur de la semelle

a_1 : L'épaisseur de la soudure sur la semelle.

h : La hauteur du profilé

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + 0)} = 2\tau_{\perp} = 2 * \frac{\sqrt{2} \cdot F}{2 \cdot a_1 \cdot l_1}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{2} * \left(\frac{M_{sd}}{h}\right)}{a_1 * l_1} \leq \frac{F_u}{\beta_w * \gamma_{m2}} \rightarrow a_1 \geq \frac{\sqrt{2} * M_{sd} * \beta_w * \gamma_{m2}}{F_u * l_1 * h}$$

$$\rightarrow a_1 \geq \frac{1.414 * 47.2 * 0.8 * 1.25}{360 * 0.16 * 0.33}$$

$$\rightarrow a_1 \geq 3.51 \text{ mm} \text{ Soit } a_1 = 5 \text{ mm}$$

b) Sur l'âme de la poutre :

De la même manière qu'en dessus, mais avec :

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0$ Car le cordon de soudure est un cordon latéral.

$$\sigma_{\parallel} = \frac{\frac{V_{sd}}{2}}{a_2 \cdot l_2}$$

Avec : $l_2 = d$: La longueur de l'âme.

a_2 : L'épaisseur de la soudure sur l'âme.

$$a_2 \geq \frac{\sqrt{3} * V_{sd} * \beta_w * \gamma_{m2}}{2 * F_u * l_2} \rightarrow a_2 \geq \frac{1.73 * 53.67 * 0.8 * 1.25}{2 * 360 * 0.307}$$

$$\rightarrow a_2 \geq 0.42 \text{ mm} \text{ On prend pour un cordon généralisé de } 5 \text{ mm}$$

B) Calcul de l'épaisseur de la platine :

L'épaisseur de la platine est déterminée par la formule suivante :

$$t \geq \frac{N_{sd}}{375 * \left(\left(\frac{t_a}{c_a} \right) * \left(\frac{t_s}{c_s} \right) \right)}$$

$$t_a = \frac{b * t_w}{2} = 76.25 \text{ mm}$$

$$c_a = t_a - a_1 \sqrt{2} = 69.2 \text{ mm}$$

$$t_s = \frac{b - t_f}{2} = 74.25 \text{ mm}$$

$$c_s = t_s - a_2 \sqrt{2} = 67.17 \text{ mm}$$

$t \geq 23.97 \text{ mm}$ On prend $t = 25 \text{ mm}$.

C) Calcul des boulons :**a) Choix du diamètre :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différent, le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit.

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq 10mm \rightarrow d = (12; 14)mm \\ 10 \leq t \leq 25mm \rightarrow d = (16; 20; 24)mm \\ t > 25mm \rightarrow d = (24; 27; 30)mm \end{array} \right.$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 25mm$ alors on prend un diamètre des boulons $\emptyset = 20mm$ de classe 8.8 en HR.

b) Détermination du nombre de boulon nécessaire :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \\ F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{v,rd} = \frac{F_{ub} \cdot A_s \cdot 0.5}{\gamma_{mb}} \end{array} \right.$$

Avec :

A_s : Aire de la section transversale du boulon.

n : Le nombre totale de boulons.

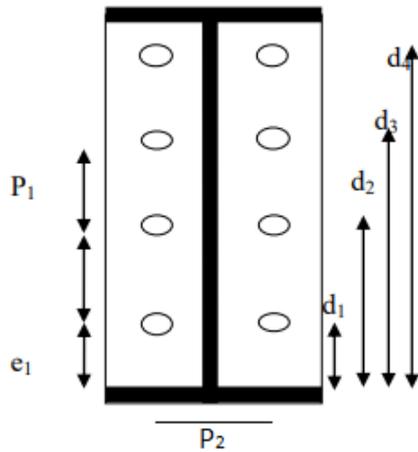
$$n \geq \frac{V_{sd} * \gamma_{mb}}{0.5 * F_{ub} * A_s} \rightarrow n \geq \frac{53.67 * 1.25}{0.5 * 800 * 245} * 1000$$

$$n \geq 6.84$$

On opte pour **n = 8 boulons HR8.8** $\left\{ \begin{array}{l} \text{Soit } n_1 = 4 \text{ lignes} * \\ \text{Soit } n_2 = 2 \text{ colonnes} \end{array} \right.$

c) Disposition des boulons :

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 + 2 = 22mm$$



$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w \rightarrow 26.4 \leq e_1 \leq 90$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t_w \rightarrow 33 \leq e_2 \leq 90$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t_w \rightarrow 48.4 \leq P_1 \leq 105$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq 14t_w \rightarrow 66 \leq P_2 \leq 105$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$P_1 = 90 \text{ mm}$$

$$P_2 = 100 \text{ mm}$$

d) Efforts dans les boulons :

Condition à vérifier : $N_i \leq nF_p$

$$N_i = \frac{M_{sd} * d_i}{\sum d_i^2}$$

$$F_p = 0.7 * F_{ub} * A_s$$

Avec $n=2$ (Nombre de boulons par rangée)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$$nF_p = 2 * 0.7 * 800 * 245 = 274.4 \text{ KN}$$

$$d_1 = 50 \text{ mm}$$

$$d_2 = 140 \text{ mm} \quad \rightarrow \sum d_i^2 = 50^2 + 140^2 + 230^2 + 320^2 = 177400 \text{ mm}^2$$

$$d_3 = 230 \text{ mm}$$

$$d_4 = 320 \text{ mm}$$

$$N_1 = \frac{47.2 * 50 * 1000}{177400} = 13.3 \text{ KN} < 274.4 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{47.2 * 140 * 1000}{177400} = 37.25 \text{ KN} < 274.4 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{47.2 * 230 * 1000}{177400} = 61.2 \text{ KN} < 274.4 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{47.2 * 320 * 1000}{177400} = 85.14 \text{ KN} < 274.4 \text{ KN}$$

D) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

a) Résistance au glissement :

Condition à vérifier : $F_{vsd} \leq F_{srd}$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{53.67}{8} = 6.7 \text{ KN}$$

La résistance au glissement F_{srd} :

$$F_{srd} = \frac{K_s * F_p * n * \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s = 1$: Trou normale.

$\mu = 0.2$: Coefficient de frottement des pièces dépend du traitement de la surface.

$n = 2$: Nombre de plans de contact (Interfaces de frottement).

$$F_{srd} = \frac{1 * 274.4 * 2 * 0.2}{1.25} = 87.8 \text{ KN}$$

$F_{vsd} = 6.7 \text{ KN} < 87.8 \text{ KN}$ La condition est vérifiée.

b) Résistance au cisaillement :

On doit vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vrd} = \frac{F_{ub} * A_s * 0.6 * m * n}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{vsd} = \frac{53.67}{8} = 6$$

$m = 2$: Nombre de sections de cisaillement.

$F_{vrd} = \frac{800 * 245 * 0.6 * 2 * 8}{1.25} = 1505.28 \text{ KN} > F_{vsd}$ Pas de risque de cisaillement.

E) Vérification de la pression diamétrale dans la platine :

Condition à vérifier : $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{b,rd} = \frac{F_{ub} * 2.5 * d * t * \alpha}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \text{Min} \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1 \right)$

$$\alpha = 0.75$$

$$F_{b,rd} = \frac{800 * 2.5 * 22 * 10 * 0.75}{1.25} = 330 \text{ KN} > 5$$

C'est vérifié.

F) Résistance des boulons à la traction :

Condition à vérifier : $F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$

$$F_{t,rd} = \frac{F_{ub} * A_s * K_2}{\gamma_{mb}}$$

$K_2 = 0.63$: Pour des boulons à tête fraisée et 0.9 pour le cas général.

$$F_{t,rd} = \frac{800 * 245 * 0.63}{1.25} = 98.78 \text{ KN}$$

$F_{t,sd} = 109.52 \text{ KN} > F_{t,rd}$ La condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter soit :

- La résistance ultime des boulons F_{ub} .
- Le diamètre des boulons.

On opte pour la 2ème solution en augmentant les boulons vers \emptyset_{22}

$$F_{trd} = \frac{800 * 303 * 0.63}{1.25} = 122.16 > 109.52 \text{ KN}$$

C'est vérifié.

Donc on opte pour un assemblage par jarret, de platine de (25 x 160 x 400) mm d'épaisseur et des boulons M22 HR8.8.

Le calcul du reste des types d'assemblage se fera avec le logiciel ROBOT Structural analysis.

7.2.3 Assemblage par éclissage (Epissure poteau) :

Une éclisse est une pièce simple d'assemblage, destinée à immobiliser plusieurs parties mobiles d'un ensemble mécanique (rails, membres, membrures, etc.)

Dans la charpente métallique, une éclisse est une attelle destinée à l'immobilisation d'un membre fracturé par une ou plusieurs plaques métalliques d'épaisseur « t ».

Pour un but économique et sécuritaire il est préférable de disposer ce type d'assemblage entre deux éléments barres là où les efforts internes sont les plus minimes, dans notre cas une éclisse sera mise au milieu des poteaux à chaque niveau.

A) Efforts dans les poteaux à mi-travée :

$$N_{max} = 21.02 \text{ KN}$$

$$M_{max}^y = 11.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^z = 8.24 \text{ KN.m}$$

$$V_{max}^z = 22.02 \text{ KN}$$

$$V_{max}^y = 45.35 \text{ KN}$$

B) Vérification de l'assemblage par le logiciel RSA :

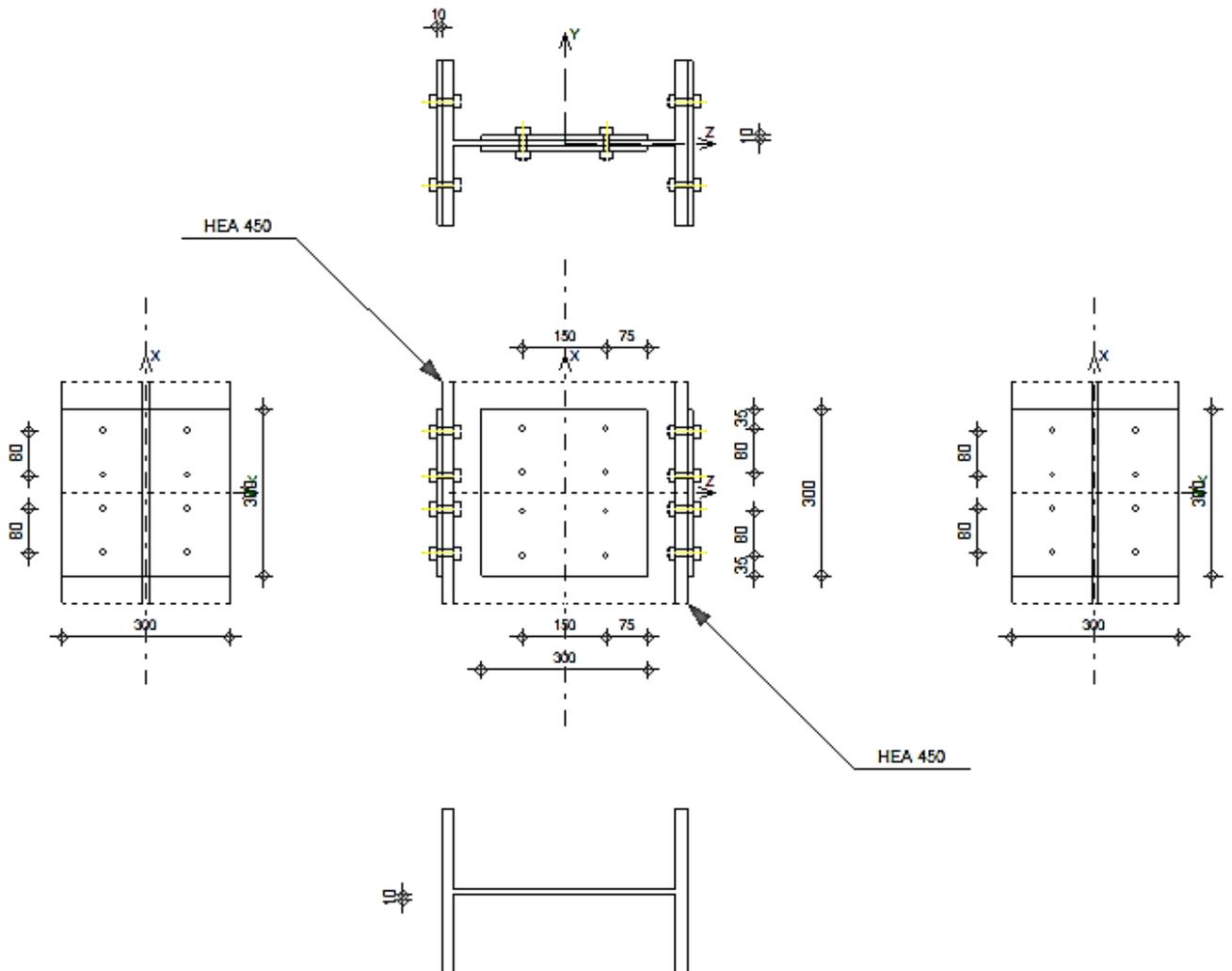
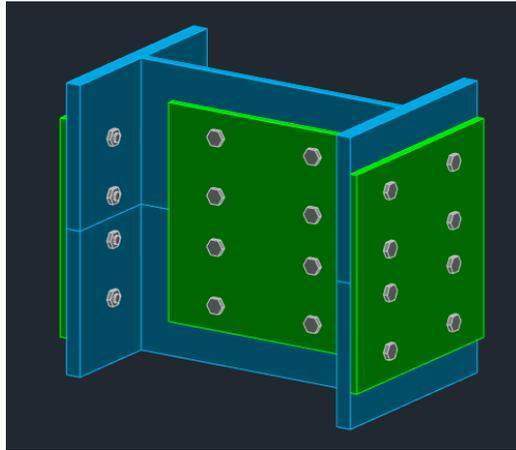


Figure 38 Assemblage extension poteau

7.2.4 Éclisse d'âme

Type: de deux côtés

$l_{pw} =$	300 [mm]	Longueur de la platine
$h_{pw} =$	300 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{pw} =$	10 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24	
$f_{ypw} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{upw} =$	365,00 [MPa]	Résistance à la traction

7.2.5 Platine externe droite

$l_{pe} =$	300 [mm]	Longueur de la platine
$h_{pe} =$	300 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{pe} =$	10 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24	
$f_{ype} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{upe} =$	365,00 [MPa]	Résistance à la traction

7.2.6 Platine externe gauche

$l_{pe} =$	300 [mm]	Longueur de la platine
$h_{pe} =$	300 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{pe} =$	10 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24	
$f_{ype} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{upe} =$	365,00 [MPa]	Résistance à la traction

7.2.7 Paroi inférieure

7.2.7.1 Boulons raccordant une éclisse d'âme à l'âme du poteau

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 8.8	Classe du boulon	
$d =$	12 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	13 [mm]	Diamètre du trou de boulon

7.2.7.2 Boulons raccordant une éclisse d'aile à l'aile droite du poteau

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 8.8	Classe du boulon	
$d =$	12 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	13 [mm]	Diamètre du trou de boulon

7.2.7.3 Boulons raccordant une éclisse d'aile à l'aile gauche du poteau

7.3.1 Etat limite: ultime

$N_{Ed1} =$	21,02	[kN]	Effort axial
$N_{Ed2} =$	21,02	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed2} =$	45,35	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed2} =$	22,02	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed2} =$	11,84	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{Vz,Ed2} =$	8,24	[kN*m]	Moment fléchissant

7.4 Résultats

Résultats d'un côté de l'assemblage (géométrie et charges symétriques)

7.4.1 Boulons raccordant une éclisse d'âme à l'âme du poteau

7.4.1.1 Etat limite: ultime

$F_{x,Ed} =$	10,88	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{z,Ed} =$	9,91	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	
$F_{Ed} =$	14,71	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} =$	90,41	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	100,74	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	10,88 < 90,41		vérifié	(0,12)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	9,91 < 100,74		vérifié	(0,10)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	14,71 < 97,72		vérifié	(0,15)

7.4.2 Boulons raccordant une éclisse d'aile à l'aile droite du poteau

7.4.2.1 Etat limite: ultime

$F_{x,Ed} =$	21,98	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{y,Ed} =$	13,57	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	
$F_{Ed} =$	25,83	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{x,Rd} =$	87,60	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{y,Rd} =$	87,60	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	21,98 < 87,60		vérifié	(0,25)
$F_{z,Ed} \leq F_{y,Rd}$	13,57 < 87,60		vérifié	(0,15)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	25,83 < 48,86		vérifié	(0,53)

7.4.3 Boulons raccordant une éclisse d'aile à l'aile gauche du poteau

7.4.3.1 Etat limite: ultime

$F_{x,Ed} =$	10,27	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
$F_{y,Ed} =$	13,57	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y

$F_{x,Ed} = 10,27$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{Ed} = 17,01$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{x,Rd} = 87,60$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{y,Rd} = 87,60$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$ 10,27 < 87,60 vérifié (0,12)

$F_{z,Ed} \leq F_{y,Rd}$ 13,57 < 87,60 vérifié (0,15)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ 17,01 < 48,86 vérifié (0,35)

7.4.4 Vérification de la section pour le cisaillement de bloc - [3.10]

7.4.4.1 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		31,68	10,98	22,02	590,20	0,04	vérifié
2		10,98	106,84	10,51	3268,83	0,00	vérifié
3		10,98	106,84	10,51	3268,83	0,00	vérifié
4		21,96	15,75	10,51	758,06	0,01	vérifié
5		19,00	14,38	28,69	1355,79	0,02	vérifié

7.4.4.2 Éclisse d'âme

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		20,55	9,55	11,01	418,25	0,03	vérifié
2		9,55	20,55	5,25	729,63	0,01	vérifié
3		9,55	20,55	5,25	729,63	0,01	vérifié
4		19,10	13,70	5,25	659,18	0,01	vérifié

7.4.4.3 Platine externe droite

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		13,05	10,05	22,68	323,79	0,07	vérifié
2		10,05	20,55	28,17	736,42	0,04	vérifié
3		20,10	13,70	28,17	672,75	0,04	vérifié

7.4.4.4 Platine externe gauche

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		13,05	10,05	22,68	323,79	0,07	vérifié

7.4.5 Vérification des sections affaiblies par les trous - [5.4]

7.4.5.1 Poteau

$A_t = 96,32$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 89,37$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \sigma_{M2}) / (f_u \cdot \sigma_{M0}) \quad 0,84 > 0,80$$

$W = 2896,44$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rd} = 680,66$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rd} = W \cdot f_{yp} / \sigma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rd} \quad |11,84| < 680,66 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$A_v = 50,60$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

$A_{v,net} = 47,61$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

$V_{pl,Rd} = 686,53$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (3 \cdot \sigma_{M0})$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |22,02| < 686,53 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

7.4.5.2 Éclisse d'âme

$M_{c,Rd} = 35,25$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$|M_0| \leq M_{c,Rd} \quad |1,59| < 35,25 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$V_{pl,Rd} = 407,03$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |11,01| < 407,03 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

7.4.5.3 Platine externe droite

$M_{c,Rd} = 35,25$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$|M_0| \leq M_{c,Rd} \quad |4,12| < 35,25 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$V_{pl,Rd} = 407,03$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |22,68| < 407,03 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

7.4.5.4 Platine externe gauche

$M_{c,Rdnet} = 34,84$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,00| < 34,84 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$V_{pl,Rd} = 407,03$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |22,68| < 407,03 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,53

7.4.5.5 Assemblage poutre-solive :

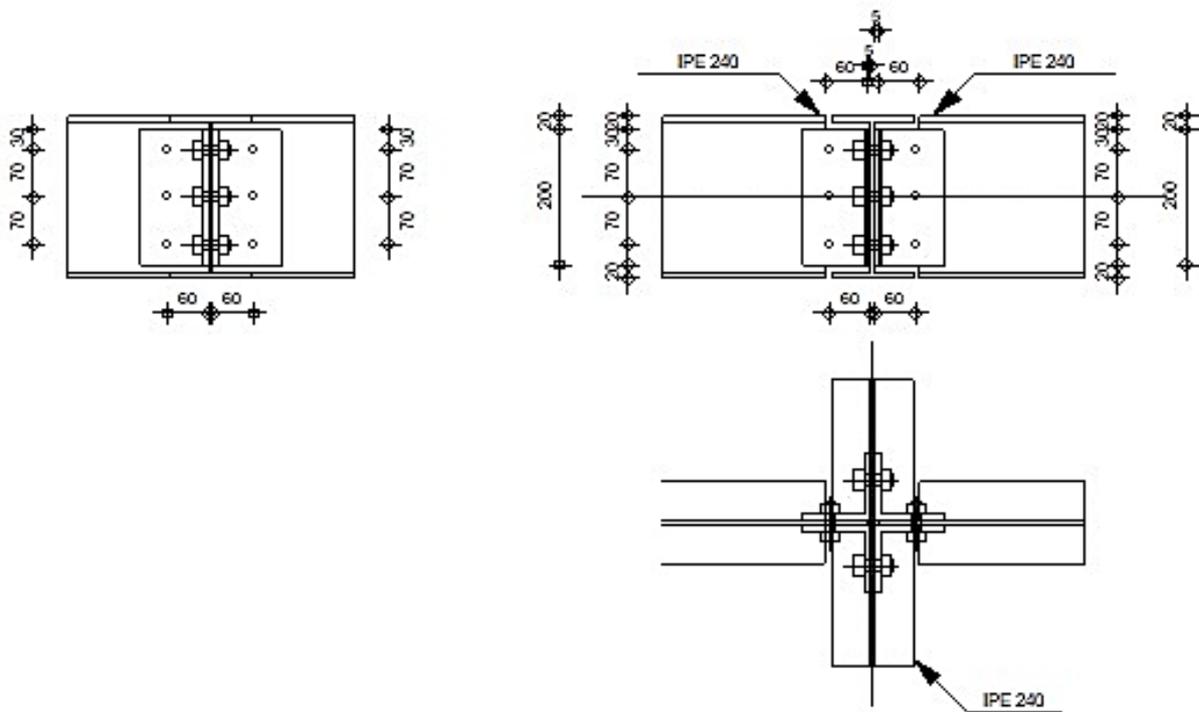
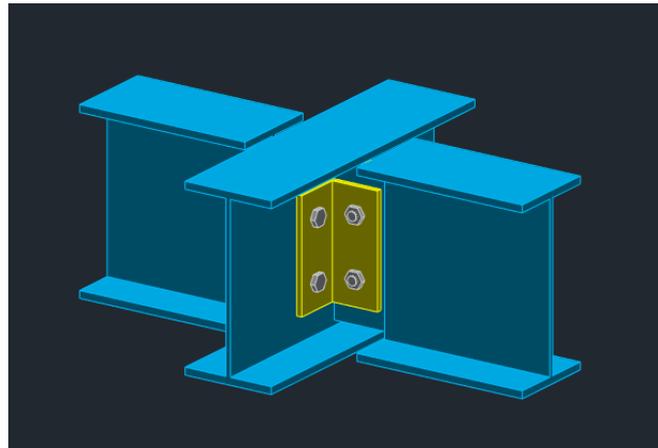


Figure 39 Assemblage poutre-solive

A) Efforts interne dans une solive :

$$\text{Aux appuis} \begin{cases} M_{sd}^y = 6.17 \text{ KN.m} \\ V_{sd}^z = 30.97 \text{ KN} \end{cases}$$

B) Vérification de l'assemblage par le logiciel RSA :**7.5 Géométrie****7.5.1 Poutre principale**

Profilé: IPE 240

Matériau: ACIER E24

Résistance de calcul

 $f_{yg} = 235,00 \text{ [MPa]}$
7.5.2 Gauche**7.5.3 Poutre**

Profilé: IPE 240

Matériau: ACIER E24

 $f_{dbl} = 235,00 \text{ [MPa]}$ Résistance de calcul
7.5.4 Encoche de la poutre $h_1 = 20 \text{ [mm]}$ Encoche supérieur $h_2 = 20 \text{ [mm]}$ Encoche inférieure $l = 60 \text{ [mm]}$ Longueur de l'encoche**7.5.5 Cornière**

Profilé: CAE 100x10

Matériau: ACIER E24

 $f_{dki} = 235,00 \text{ [MPa]}$ Résistance de calcul
7.5.6 Boulons**7.5.6.1 Boulons assemblant la cornière à la poutre**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

 $d = 14 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons $w = 3$ Nombre de rangées des boulons**7.5.7 Droite****7.5.8 Poutre**

Profilé: IPE 240

Matériau: ACIER E24

$$f_{dbr} = 235,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance de calcul}$$

7.5.9 Encoche de la poutre

$$\begin{aligned} h_1 &= 20 \text{ [mm]} \text{ Encoche supérieur} \\ h_2 &= 20 \text{ [mm]} \text{ Encoche inférieure} \\ l &= 60 \text{ [mm]} \text{ Longueur de l'encoche} \end{aligned}$$

7.5.10 Cornière

$$\begin{aligned} \text{Profilé:} & \quad \text{CAE 100x10} \\ \text{Matériau:} & \quad \text{ACIER E24} \\ f_{dkr} &= 235,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance de calcul} \end{aligned}$$

7.5.11 Boulons

7.5.11.1 Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$$\begin{aligned} \text{Classe} &= 8.8 \quad \text{Classe du boulon} \\ d &= 14 \text{ [mm]} \quad \text{Diamètre du boulon} \\ k &= 1 \quad \text{Nombre de colonnes des boulons} \\ w &= 3 \quad \text{Nombre de rangées des boulons} \end{aligned}$$

7.5.11.2 Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$$\begin{aligned} \text{Classe} &= 8.8 \quad \text{Classe du boulon} \\ d &= 14 \text{ [mm]} \quad \text{Diamètre du boulon} \\ k &= 1 \quad \text{Nombre de colonnes des boulons} \\ w &= 3 \quad \text{Nombre de rangées des boulons} \end{aligned}$$

7.5.12 Coefficients de matériau

$$\begin{aligned} \gamma_{M0} &= 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} & [2.2] \\ \gamma_{M2} &= 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} & [2.2] \end{aligned}$$

7.6 Efforts

Cas: Calculs manuels

7.6.1 Gauche

$$N_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \text{ Effort axial}$$

7.6.1 Gauche

$N_{b2,Ed} = 0,00$ [kN] Effort axial
 $V_{b2,Ed} = 30,97$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b2,Ed} = 6,17$ [kN*m] Moment fléchissant

7.6.2 Droite

$N_{b1,Ed} = 10,00$ [kN] Effort axial
 $V_{b1,Ed} = 30,97$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b1,Ed} = 6,17$ [kN*m] Moment fléchissant

7.7 Résultats

7.7.1 Gauche

7.7.2 Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

7.7.2.1 Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

$F_{x,Ed} = 6,98$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
 $F_{z,Ed} = 5,16$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
 $F_{Ed} = 8,68$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 $F_{Rdx} = 63,36$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 $F_{Rdz} = 63,36$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$6,98 < 63,36$	vérifié	(0,08)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$5,16 < 63,36$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$5,16 < 44,16$	vérifié	(0,20)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$	$29,02 < 66,24$	vérifié	(0,44)
-------------------------	-----------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 8,68$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
 $F_{v,Ed}/F_{vRd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{tRd}) \leq 1.0$ $0,51 < 1,00$ vérifié (0,51)

7.7.3 Boulons assemblant la cornière à la poutre

7.7.3.1 Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

$F_{x,Ed} = 58,03$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
 $F_{z,Ed} = 10,32$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
 $F_{Ed} = 58,94$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 $F_{Rdx} = 63,36$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 $F_{Rdz} = 42,24$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$58,03 < 63,36$	vérifié	(0,92)
-------------------------	-----------------	---------	--------

$F_{x,Ed} = 58,03$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$10,32 < 42,24$	vérifié	(0,24)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$10,32 < 88,32$	vérifié	(0,67)

7.7.4 Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

7.7.4.1 Cornière

$V_{effRd} = 227,22$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0,5 * V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 15,49 < 227,22$ vérifié (0,07)

7.7.4.2 Poutre

$V_{effRd} = 154,46$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 30,97 < 154,46$ vérifié (0,20)

7.7.5 Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$0,9 * (A_t / A_{t,net}) \leq (f_y * \sigma_{M2}) / (f_u * \sigma_{M0})$	$0,01 > 0,01$	vérifié
$(f_y / f_u) * A_v \leq A_{v,net}$	$20,00 > 15,50$	non vérifié
$V_{pl,Rd} = 271,35$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	[6.2.6 (2)]	
$ 0,5 * V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 15,49 < 271,35$ vérifié (0,06)	

7.7.6 Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_t = 6,20$ [cm ²] Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 5,27$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \sigma_{M2}) / (f_u * \sigma_{M0})$	$0,77 < 0,80$
$W_{net} = 38,58$ [cm ³] Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 9,07$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \sigma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 8,12 < 9,07$ vérifié (0,90)
$A_v = 12,40$ [cm ²] Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} = 9,61$ [cm ²] Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} = 168,2$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (3 * \sigma_{M0})$
$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 30,97 < 168,24$ vérifié (0,18)

7.7.7 Droite

7.7.8 Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

7.7.8.1 Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

$F_{x,Ed} = 6,98$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

7.7.8.1 Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

$F_{x,Ed} = 6,98$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		
$F_{z,Ed} = 5,16$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		
$F_{Ed} = 8,68$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 63,36$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 63,36$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$6,98 < 63,36$	vérifié	(0,08)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$5,16 < 63,36$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$5,16 < 44,16$	vérifié	(0,20)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$30,68 < 66,24$	vérifié	(0,46)
--------------------------	-----------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 8,68$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,53 < 1,00$	vérifié	(0,53)

7.7.9 Boulons assemblant la cornière à la poutre

7.7.9.1 Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

$F_{x,Ed} = 61,36$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		
$F_{z,Ed} = 10,32$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		
$F_{Ed} = 62,23$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 63,36$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 42,24$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$61,36 < 63,36$	vérifié	(0,97)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$10,32 < 42,24$	vérifié	(0,24)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$10,32 < 88,32$	vérifié	(0,70)

7.7.10 Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort axial)

7.7.10.1 Cornière

$V_{effRd} = 409,39$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (2)]
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 5,00 < 409,39$	vérifié	(0,01)

7.7.10.2 Poutre

$V_{effRd} = 279,06$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (2)]
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 10,00 < 279,06$	vérifié	(0,04)

7.7.11 Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

7.7.11.1 Cornière

$V_{effRd} = 227,22$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
---------------------------	--	--	--------------

$ 0.5*V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 15,49 < 227,22$	vérifié	(0,07)
----------------------------------	--------------------	----------------	--------

7.7.11.2 Poutre

$V_{effRd} = 154,46$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 30,97 < 154,46$	vérifié	(0,20)
------------------------------	--------------------	----------------	--------

7.7.12 Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$0.9*(A_t/A_{t,net}) \leq (f_y*\alpha_{M2})/(f_u*\alpha_{M0})$	$0,01 > 0,01$	vérifié	
--	---------------	----------------	--

$(f_y/f_u)*A_v \leq A_{v,net}$	$20,00 > 15,50$	non vérifié	
--------------------------------	-----------------	--------------------	--

$V_{pl,Rd} = 271,35$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement [6.2.6 (2)]

$ 0.5*V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 15,49 < 271,35$	vérifié	(0,06)
----------------------------------	--------------------	----------------	--------

7.7.13 Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_t = 6,45$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 5,52$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\alpha_{M2})/(f_u*\alpha_{M0})$	$0,77 < 0,80$		
--	---------------	--	--

$W_{net} = 38,58$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 9,07$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\alpha_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 8,12 < 9,07$	vérifié	(0,90)
--------------------------	-----------------	----------------	--------

$A_v = 12,40$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 9,61$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v*d_0$

$V_{pl,Rd} = 168,24$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net}*f_y)/(\alpha_3*\alpha_{M0})$

$ V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 30,97 < 168,24$	vérifié	(0,18)
------------------------------	--------------------	----------------	--------

7.7.14 Vérification de la poutre principale

7.7.14.1 Force résultante agissant sur le boulon de rive

$F_{x,Ed} = 13,96$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$

$F_{z,Ed} = 10,32$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$

$F_{b,Rdx} = 63,36$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rdz} = 63,36$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$	$ 13,96 < 63,36$	vérifié	(0,22)
-----------------------------	-------------------	----------------	--------

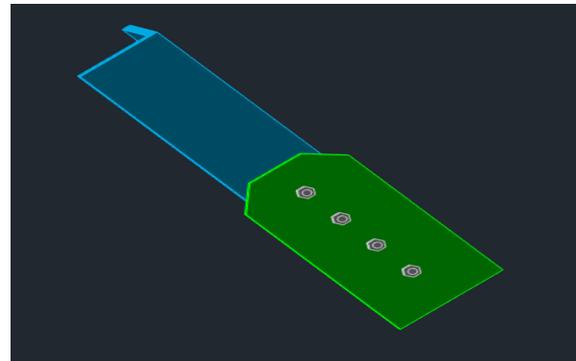
$ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$	$ 10,32 < 63,36$	vérifié	(0,16)
-----------------------------	-------------------	----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,97

7.7.15 6.4.4. Assemblage contreventement par gousset boulonné :

Ce type d'assemblage constitue un gousset en tôle noire d'épaisseur « t » soudé en une extrémité à un poteau généralement, boulonné à l'autre extrémité avec la barre de contreventement.

Cet assemblage permet de transférer l'effort de traction résultant des effets du vent vers les poteaux.



D4 - CAE 150x15

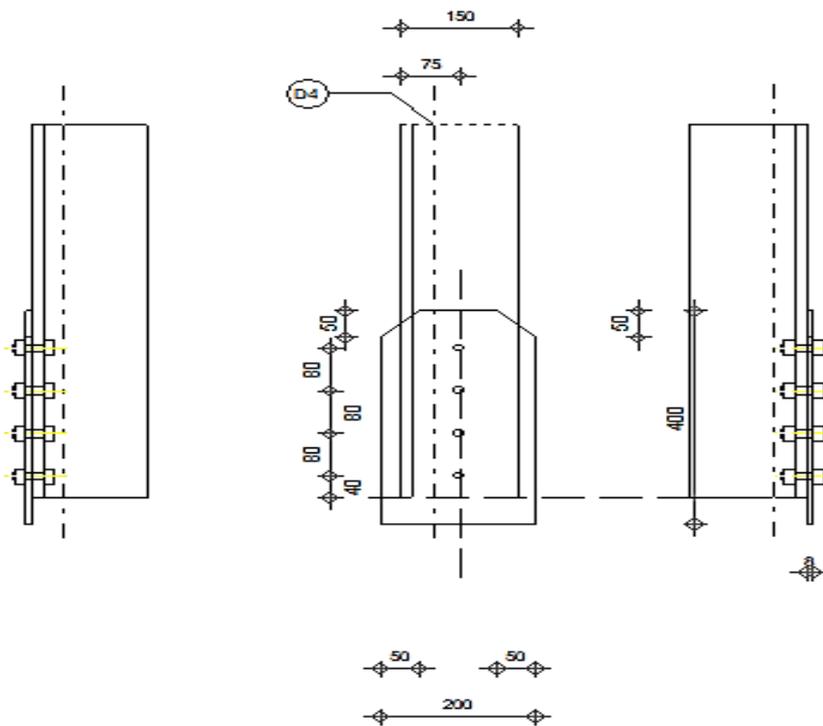


Figure 40 Assemblage contreventement par gousset boulonné

A) Effort de traction sur les éléments de contreventement :

$$N_{max} = 211.83 \text{ KN}$$

B) Vérification de l'assemblage par le logiciel RSA :**7.8 Général**

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple

7.8.1 Boulons**Barre 4**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon
 f_{yb} = 670,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 4 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 80;80;80 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 75 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 0 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

7.8.2 Soudures**Soudures d'angle du gousset**

b = 5 [mm] Bord b

7.8.3 Gousset

l_p = 200 [mm] Longueur de la platine
 h_p = 400 [mm] Hauteur de la platine
 t_p = 8 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 50 [mm] Grugeage
 v₁ = 50 [mm] Grugeage
 h₂ = 50 [mm] Grugeage
 v₂ = 50 [mm] Grugeage
 h₃ = 0 [mm] Grugeage
 v₃ = 0 [mm] Grugeage
 h₄ = 0 [mm] Grugeage
 v₄ = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (100;194)

e_v 5 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des
 = 0] barres

e_H 7 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes
 = 0] des barres

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

7.8.4 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

7.9 Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{b4,Ed} = 211,83$ [kN] Effort axial

7.10 Résultats

7.10.1 Barre 4

7.10.1.1 Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

$F_{x,Ed} = 52,9$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$= 6$]			
$F_{z,Ed} = 25,8$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort		
$= 4$]	tranchant		
$F_{Ed} = 58,9$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$= 2$]			
$F_{Rdx} = 81,7$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$= 6$]			
$F_{Rdz} = 81,7$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$= 6$]			
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$52,96 < 81,76$	vérifié	(0,65)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$25,84 < 81,76$	vérifié	(0,32)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$58,92 < 73,89$	vérifié	(0,80)

7.10.1.2 Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd} = 833,34$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 909,87$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[3.10.3]
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$211,83 < 833,34$	vérifié	(0,25)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$211,83 < 909,87$	vérifié	(0,23)

7.10.1.3 Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$V_{effRd} = 610,82$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 211,83 < 610,82$	vérifié	(0,35)

7.10.2 Attache gousset

7.10.2.1 Vérification des soudures d'angle

$\sigma_w = 142,30$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$$|\sigma_w| \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad |142,30| < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

$\tau_w = 142,30$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire

$$\gamma \sqrt{\sigma_w^2 + 3 \cdot \tau_w^2} \leq f_u / (\gamma_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 284,59 < 343,53 \quad \text{vérifié} \quad (0,83)$$

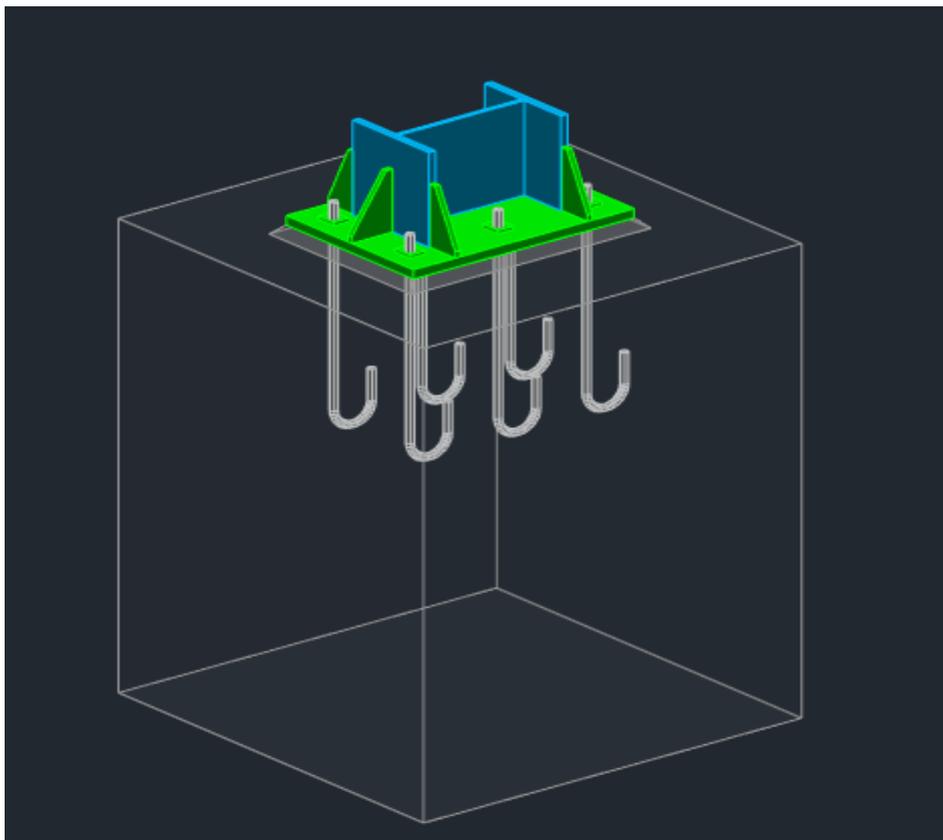
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,83

7.10.2.2 Assemblage pied de poteau par encastrement :

L'assemblage pied de poteau qui est encasté dans notre cas permet de reprendre et transférer les efforts internes de la base des poteaux aux fondation, et pour un encastrement les efforts à reprendre sont :

- L'effort normale (axial).
- L'effort de cisaillement.
- Le moment de flexion.

Le pied de poteau articulé ne reprend pas le moment de flexion, ce qui soulage d'avantage la fondation.



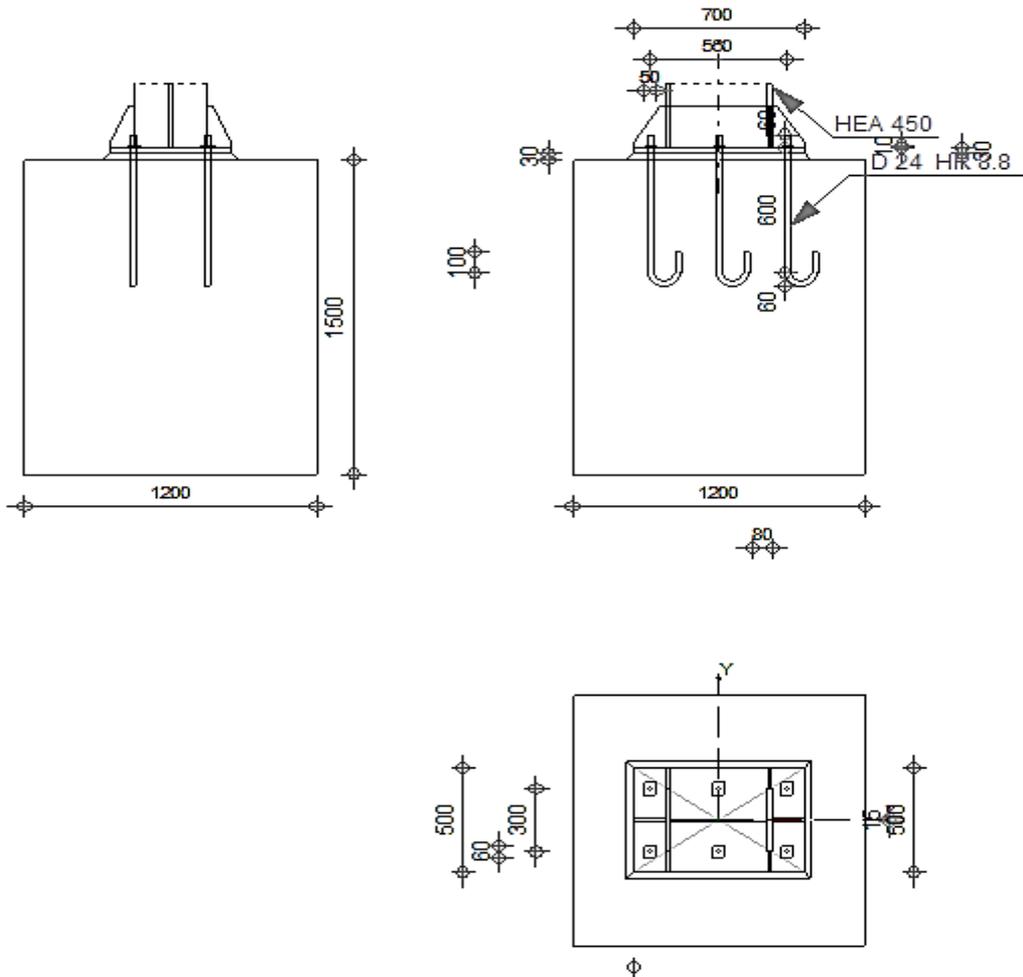


Figure 41 Assemblage pied de poteau par encastrement

A) Efforts maximaux à la base des poteaux :

$$N_c = 2134.86 \text{ KN}$$

$$V_z = 97.4 \text{ KN}$$

$$V_y = 47.33 \text{ KN}$$

$$M_y = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 2.79 \text{ KN.m}$$

B) Vérification de l'assemblage par le logiciel RSA :

7.11 Général

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encasté

7.12 Géométrie

7.12.1 Poteau

Profilé: HEA 450

7.12.2 Platine de prescellement

$l_{pd} = 700$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 500$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER E24
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

7.12.3 Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 640,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 900,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_H = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 280$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 300$ [mm]

7.12.4 Raidisseur

$l_s = 700$ [mm] Longueur
 $w_s = 500$ [mm] Largeur
 $h_s = 200$ [mm] Hauteur
 $t_s = 15$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

7.12.5 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

7.12.6 Semelle isolée

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 1500$ [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

7.12.7 Soudures

$a_p =$	10 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	10 [mm]	Raidisseurs

7.13 Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-2134,86 [kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	47,33 [kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	97,40 [kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	12,15 [kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	2,79 [kN*m]	Moment fléchissant

7.14 Résultats

7.14.1 Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$c =$	56 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	32,85 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	6062,47 [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	2451,46 [kN]	Résistance du béton à la flexion M_y	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	2142,79 [kN]	Résistance du béton à la flexion M_z	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} =$	1316,56 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	445 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	2958,19 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} =$	512,34 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	247 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} =$	2072,22 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	6062,47 [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} =$	2451,46 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} =$	2072,22 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

7.14.2 Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,35 < 1,00	vérifié	(0,35)
$M_{j,Rd,y} =$	27,21 [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)	0,45 < 1,00	vérifié	(0,45)
$M_{j,Rd,z} =$	5,36 [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)	0,52 < 1,00	vérifié	(0,52)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,97 < 1,00$	vérifié	(0,97)
--	---------------	---------	--------

7.14.3 Cisaillement

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 525,60$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z} = 471,69$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 80,78$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm} = 38,10$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 135,44$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
-----------------------------	---	-------------

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 162,07$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = 223,91$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 640,46$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
--------------------------	--------------------------	-------------

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 869,03$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié (0,05)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 869,03$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,11 < 1,00$	vérifié (0,11)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,17 < 1,00$	vérifié (0,17)

7.14.4 Contrôle des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_d = 1,99$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 93,30$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 107,96$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 187,00$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1,0$ (6.1)	$0,80 < 1,00$	vérifié	(0,80)
---	---------------	---------	--------

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d = 3,16$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 56,67$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 83,05$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 143,87$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1,0$ (6.1)	$0,61 < 1,00$	vérifié	(0,61)
---	---------------	---------	--------

7.14.5 Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_w = 38,98$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_w = 38,98$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{yII} = 2,39$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{zII} = 7,40$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\gamma_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_w / (0,9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)	$0,15 < 1,00$	vérifié	(0,15)
$\tau_w (\sigma_w^2 + 3,0 (\sigma_{yII}^2 + \sigma_{zII}^2)) / (f_u / (\gamma_w * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,23 < 1,00$	vérifié	(0,23)
$\tau_w (\sigma_w^2 + 3,0 (\sigma_{zII}^2 + \sigma_{yII}^2)) / (f_u / (\gamma_w * \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,21 < 1,00$	vérifié	(0,21)

7.14.6 Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

σ_{\parallel} =	111,65	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
σ_{\perp} =	111,65	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
σ_{\parallel} =	80,97	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	263,68	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
α_w =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\parallel}, \sigma_{\perp} * \alpha_3, \sigma_z) / (f_u / (\alpha_w * \alpha_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,77 < 1,00 vérifié (0,77)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

σ_{\parallel} =	66,06	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
σ_{\perp} =	66,06	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
σ_{\parallel} =	62,28	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	170,57	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
α_w =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\parallel}, \sigma_{\perp} * \alpha_3, \sigma_z) / (f_u / (\alpha_w * \alpha_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,50 < 1,00 vérifié (0,50)

7.14.7 Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

σ_{\parallel} =	88,08	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
σ_{\perp} =	88,08	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
σ_{\parallel} =	107,76	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	256,65	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
α_w =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\parallel}, \sigma_{\perp} * \alpha_3, \sigma_z) / (f_u / (\alpha_w * \alpha_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,75 < 1,00 vérifié (0,75)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

σ_{\parallel} =	88,08	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
σ_{\perp} =	88,08	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
σ_{\parallel} =	87,66	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	232,57	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
α_w =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\parallel}, \sigma_{\perp} * \alpha_3, \sigma_z) / (f_u / (\alpha_w * \alpha_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,68 < 1,00 vérifié (0,68)

7.14.8 Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y}$ =	28	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y}$ =	7	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\alpha_{0,y}$ =	0,23		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$ =	581444,79	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y}$ =	1003615,20	[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 $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z}$ =	31	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z}$ =	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\alpha_{0,z}$ =	0,58		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z}$ =	195916,79	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z}$ =	149078,95	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,97

CHAPITRE 08

Etude de l'infrastructure

8.1 Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage. Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (semelle isolée, semelle filante, radier général).
- Les fondations semi-profondes.
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

8.2 Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon le RPA99 Version 2003, Article 10.1.1.1), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS \rightarrow G + Q$$

$$ACC \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 \pm E \end{cases}$$

7.3. Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à étudier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.75 Bars pour une profondeur d'ancrage de 2.2m. (Rapport géotechnique).

7.4. Calcul de l'infrastructure :

7.4.1. Choix du type de fondation :

On calcul la surface totale des semelles nécessaires

$$S_f \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow S_f \geq \frac{69.8}{175} = 0.4 \text{ m}^2$$

Avec

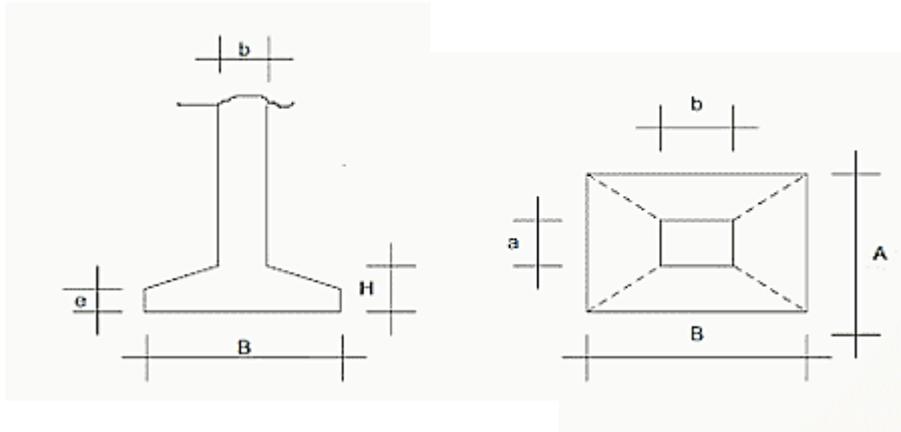
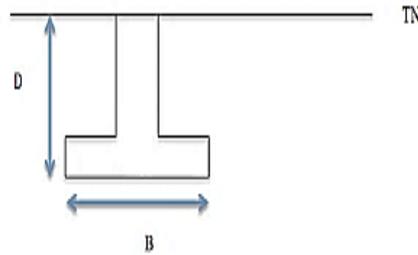
$$S_{bat} = 18 * 18.6 = 334.8 \text{ m}^2$$

$$S_f = 0.12\% S_{bat} < 50\% \text{ de la surface totale du bâtiment.}$$

Alors on opte pour une fondation de type « Semelle isolée » comme première solution.

7.4.2. Caractéristiques géométriques de la semelle isolée :

La semelle isolée contient une dalle d'assise en sa partie inférieure qui sert à répartir les charges transmises depuis le poteau vers le sol, contient ainsi un avant-poteau posé au-dessus de la semelle, liés tous les deux avec des barres de ferrailage, le rôle de l'avant-poteau est de donner une possibilité d'ouvrabilité afin de mettre un point initial aux poteaux.



7.4.3. Prédimensionnement de la semelle :

Le prédimensionnement se fait à l'état limite de service avec les efforts suivant :

$$N_{ser} = 69.8 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 22.07 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S \geq 0.398 \text{ m}^2$$

Soit $A = B = 0.63 \text{ m}$

On opte pour des dimensions minimales des semelles isolées de $A = B = 1.10\text{m}$

L'épaisseur de la semelle H_t :

$$H_t \geq \text{Max} \left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right) \rightarrow H_t \geq 0.27 \text{ m}$$

On opte pour $H_t = 30\text{cm}$

7.4.4. Vérification des contraintes dans le sol :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I_z} * x \pm \frac{M_z}{I_y} * y$$

Avec $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$

- Calcul des données :

$$I_A^{\parallel} = I_B^{\parallel} = 0.12 \text{ m}^4$$

$$x = y = \frac{A}{2} \text{ et } \frac{B}{2} = 0.55\text{m}$$

A) Vérification au soulèvement :

Le poids propre de l'avant-poteau ainsi que celui de la semelle sont inclus dans l'effort normal N .

a) ELS :

$$\sigma_{ser}^{max} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_y^{ser}}{I_z} * y = \frac{69.8}{1.21} + \left(\frac{22.07}{0.12} \right) * 0.55 = 256.66 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{ser}^{min} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_y^{ser}}{I_z} * y = \frac{69.8}{1.21} - \left(\frac{22.07}{0.12} \right) * 0.55 = -141.29 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = 157.17 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ KPa}$$

b) ELU :

$$\sigma_u^{max} = \frac{N_u}{S} + \frac{M_y^u}{I_z} * y = \frac{97.4}{1.21} + \left(\frac{30.96}{0.12} \right) * 0.55 = 422.99 \text{ KPa}$$

$$\sigma_u^{min} = \frac{N_u}{S} - \frac{M_y^u}{I_z} * y = \frac{97.4}{1.21} - \left(\frac{30.96}{0.12} \right) * 0.55 = -135.26 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = 283.43 \text{ KPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ KPa}$$

Qui est non satisfaite, donc nous devons augmenter la surface d'assise vers $A * B = 1.4 * 1.4 \text{ m}^2$.

$$\sigma_{moy} = 161.74 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ KPa}$$

B) Vérification au renversement :

Le renversement d'une semelle est vérifié sous les efforts des combinaisons accidentelles maximales.

$$\sigma_{acc}^{max} = \frac{N_{acc}}{S} + \frac{M_y^{acc}}{I_z} * y = \frac{197.65}{1.96} + \left(\frac{57.25}{0.32} \right) * 0.7 = 395.56 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{acc}^{min} = \frac{N_{acc}}{S} - \frac{M_y^{acc}}{I_z} * y = \frac{97.4}{1.96} - \left(\frac{57.25}{0.32} \right) * 0.7 = -105.17 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = 270.37 \text{ KPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ KPa}$$

Qui est non satisfaite, donc nous devons augmenter la surface d'assise vers $A * B = 1.7 * 1.7 \text{ m}^2$.

$$\sigma_{moy} = 172.78 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ KPa}$$

Depuis les calculs précédents on opte pour les dimensions finales de la semelle isolée de

$$A = B = 1.7 \text{ m Comme semelle du poteau le plus sollicité}$$

C) Vérification au poinçonnement :

La dimension qui reste au poinçonnement provoqué par l'effort normal de compression à la base du poteau est l'épaisseur de la semelle H_t .

La condition à vérifier est : $N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot H_t \cdot \left(\frac{F_{c28}}{\gamma_b} \right)$

$$U_c = 2 * ((H_t + a) + (H_t + b))$$

$$N_u = 97.4 \leq 0.045 * 4.8 * 0.3 * \left(25 * \frac{1000}{1.5}\right)$$

$N_u < 1080 \text{ KN}$ Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement de la semelle

7.4.5. Ferrailage de la semelle :

A) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage de la semelle se calcul par la méthode des bielles suivant ses formules :

$$A_s^A = N_t \cdot \frac{\left(1 + \frac{3e}{A}\right) \cdot (A - a)}{8 \cdot d \cdot F_{st}} \quad A_s^B = N_t \cdot \frac{\left(1 + \frac{3e}{B}\right) \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot F_{st}}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30.96}{97.4} = 0.31 \text{ m}$$

$$d = H_t - C = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$A_s^A (\text{cm}^2) = A_s^B (\text{cm}^2) = 2.89 \text{ cm}^2 .$$

Soit **4HA10/ml**.

B) Schéma de ferrailage :

7.5. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments en poutres disposés horizontalement reliant les avant-poteaux des semelles isolées pour notre cas, leur rôle est d'assurer le lien entre les semelles afin d'avoir un comportement uniforme et correct.

Ces éléments sont calculés à la traction simple sous l'effort normale du poteau le plus sollicité réduit d'un coefficient α donné dans le RPA99 V2003.

A) Les données de calcul :

$$N_u = 97.4 \text{ KN}$$

$$N_s = 69.8 \text{ KN}$$

$\alpha = 12$ Pour une zone de sismicité (IIa) et un site de sol S₃.

$B \times H = 25 \times 30 \text{ cm}$ Pour un site S₃.

B) Calcul du ferrailage :

$$F_s = \frac{N_s}{\alpha} = 4.65 \text{ KN}$$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = 6.5 \text{ KN}$$

$$A_u \geq F_u * \frac{\gamma_s}{F_e} \rightarrow A_u = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} \geq \frac{F_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$\bar{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ MPa}$ Pour une fissuration très nuisible.

$$A_s \geq \text{Max}(A_u; A_{ser}) = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\% B \cdot H = 4.5 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99v2003)}$$

Soit **4HA12**

Espacement des barres transversales :

$$S_t \leq \text{Min} \left(20; \frac{15\phi_{lmin}}{10} \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Soit on opte pour des cadres HA8 espacés de 15cm pour une fissuration très nuisible.

C) Schéma de ferrailage

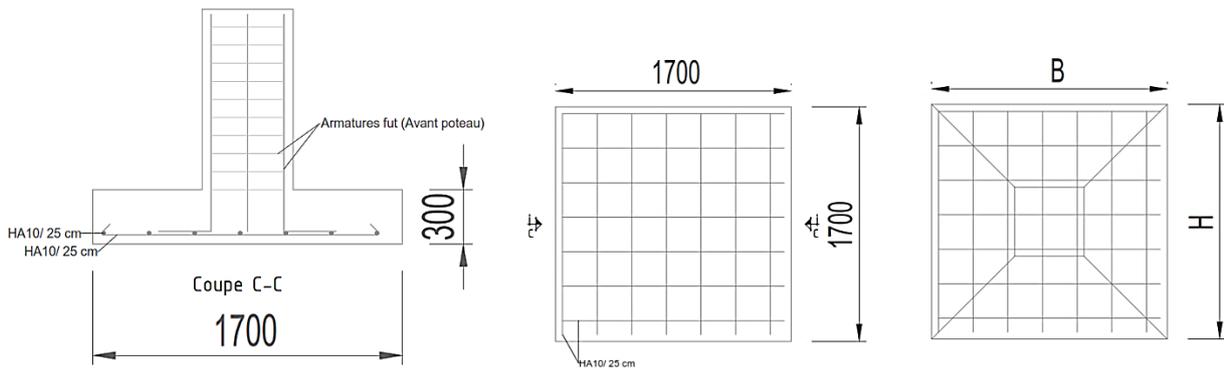


Figure 42 Schéma de ferrailage de la semelle

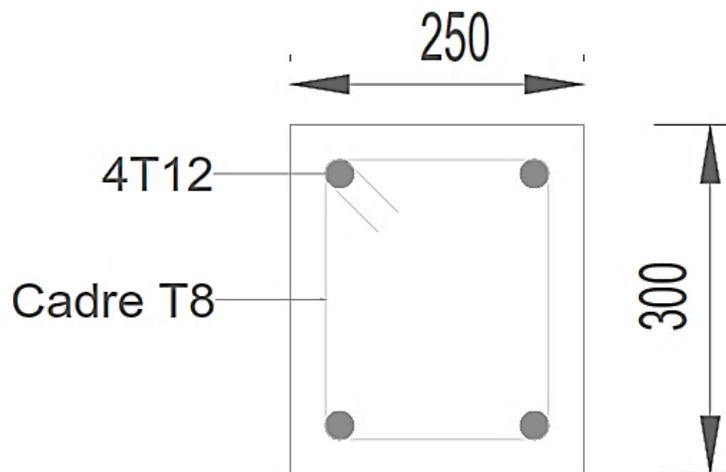


Figure 43 Schéma de ferrailage des longrines

Conclusion générale

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur à savoir les D.T.R, RPA 2013 version 2003, RNVA2013 et les différents Eurocodes .

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que Autodesk robot structural analysis, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Au cours de cette étude nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions on distingue parmi elles :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Une bonne maîtrise de codes de calcul comme EC3 et EC4, ainsi que les logiciels de modélisation comme Robot, sont très importants pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.
- Les planchers mixtes (acier-béton) offre plusieurs avantages pour notre structure :
 - L'augmentation de la rigidité en flexion des planches réduisent les flèches et Permettent d'avoir de grande portée
 - Empêchent les déversements des poutres
 - Rendre la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilités en X) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières
- Les actions les plus extrêmes à prendre en considération sont celle du séisme car elles représentent le cas le plus défavorable sur les éléments de l'ossature.