



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude, en vue de l'obtention du Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

**Etude d'un bâtiment R+6 en charpente métallique
à usage commercial à plancher mixte**

Encadré par :

MR L. Remdani

Présenté par :

Djemaoun Missipssa

Jury :

Président : Mr BANOUNE

Examineur : Mr SADAOUI

Année : 2020/2021



Remercîments

*A l'occasion de ce projet de fin d'étude je tiens à
remercier :*

*Dieu le tout puissant pour m'avoir donné la force, le courage,
la santé et la patience pour accomplir ce requis.*

*Mes parents pour m'avoir apporté support et soutient tant
psychologique que financier, pendant mes études.*

*Mes vifs remerciements à mon encadreur Mr L .Remdani
qui a été à la hauteur de mes ambitions suite
à son sérieux suivi tout au long de cette période.*

*Mes sincères remerciements aux membres du jury pour
avoir accepté de juger mon travail.*

*En fin toutes personne qui a participé de près ou de
loin à l'accomplissement de ce mémoire
soit sincèrement remerciée.*



Dédicace

Ce projet de fin de cycle est dédié :

A mes chers parents, Pour moi vous me présente l'univers de l'amour vous été simplement le symbole de mon existence, la source de tendresse et de dévouement. Vos prières et vos bénédictions c'est suffisant pour moi pour savoir par cœur que je vais réussir ou je mis mes pas nulle part, grâce à vous, tout dédicaces existent ne doit même pas être micro éloquente d'exprimer ce que vous méritez.

Que dieu vous protège.

A ma chère sœur Fatima tu es la Personne qui toujours me pousser vers l'avant avec de nouvelles idées, je vous souhaite une vie heureuse.

A mon binôme qui a fait de cette année la plus belle année de toutes, je ne vous souhaite que du meilleur.

A vous mes chers amis (A.yasmine, M.Hassen, K.Walid, B.zinedine, B.oussama, B.boualem, F.louenas, A.bahi), qui mon aider et soutenus, je vous remercierai jamais assez, vous serre toujours en ma mémoire.

Missipssa ...

Mots-clés :

Les actions :

G	Charge permanente.
Q	Charge d'exploitation.
W, V	Surcharge climatique du vent.
E	Action sismique.
$q_{u,s}$	charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.

Sollicitations - Contraintes - Déformations :

E_a	module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).
ν	coefficient de poisson pour l'acier.
G	module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).
F_p	effort de précontrainte dans un boulon (kN).
M_{sd}	moment sollicitant maximum (kN.m).
M_{rd}	moment résistant (kN.m).
M_{st}	moment stabilisateur.
M_{cr}	moment critique élastique de déversement.
N_{sd}	effort normal due aux charges verticales (kN).
N_u	effort normal pondéré (kN).
N_{rd}	effort normal résistant (kN).
N_{pl}	effort normal de plastification (kN).
V_{sd}	effort tranchant sollicitant (kN).
V_{pl}	effort tranchant de plastification (kN).
f	flèche d'une poutre (mm).
f_{adm}	flèche admissible (mm).
f_y	Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).
ε	allongement relatif (déformation %).
ε_y	déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).
f_{yb}	résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).
σ	contrainte normale (MPa).
τ	contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Caractéristiques géométriques :

A	section brute d'une pièce (cm^2).
A_{net}	section nette d'une pièce (cm^2).
A_v	aire de cisaillement (cm^2).
I_y	moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).
A	épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
B	largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
b_{eff}	largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).
H	hauteur d'une pièce en générale (mm).
h_p	hauteur de la tôle profilée (mm).
h_c	épaisseur de la dalle en béton armé (cm).
A_s	section d'armature de béton (cm^2).
L	longueur, ou portée d'une poutre (m).
L_{cr}	longueur critique (m).
T	épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).
t_f	épaisseur d'une semelle de poutre (mm).
t_w	épaisseur d'une âme de poutre (mm).
I	rayon de giration d'une section (mm).
L_f	longueur de flambement (mm).
v_s	distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm).
v_i	distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

N	nombre de connecteur réparti sur une longueur critique.
P	nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
N	coefficient d'équivalence acier-béton.
K	coefficient de flambement.
K_y, K_z	coefficient de flambement-flexion
β_w	facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
Λ	élancement de l'élément.
K_λ	élancement eulérien.
Λ	élancement réduit.
λ_{LT}	élancement de déversement.
μ	coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

X coefficient de réduction de flambement.
 L_{Tx} coefficient de réduction de déversement.
 Γ coefficient partiel de sécurité.
Indice (s_d) sollicitation de calcul.
Indice (R_d) résistance de calcul.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre 1 : Généralité et présentation de l'ouvrage	2
1.1 Introduction	2
1.2 Présentation de l'ouvrage	2
1.2.1 Données géométrique de l'ouvrage	2
1.2.2 Données concernant le site	3
1.3 Conception de l'ouvrage	3
1.3.1 Ossature de la structure	3
1.3.2 Escalier	10
1.3.3 Plancher	11
1.3.4 Acrotère	12
1.3.5 Assemblages	12
1.3.6 Maçonnerie	14
1.3.7 Revêtement	14
1.4 Matériaux utilisés	14
1.5 Caractéristiques des matériaux	15
1.5.1 Acier	15
1.5.2 Béton	17
1.6 Règlement utilisés	18
1.7 Définition d'états limites de calcul	18
1.7.1 Etats limites ultimes	18
1.7.2 Etats limites de service	19
1.8 Actions et combinaisons d'actions	19
1.8.1 Les actions	19
1.8.2 Combinaisons d'actions :(CCM97-art 2, 3, 2,2)	20
1.9 Limites des flèches et des déplacements	21

1.9.1	Flèches verticales	21
1.9.2	Flèches Horizontales	21
1.10	Principe et objectif des calculs	21
Chapitre 2 : Evaluation des charges et surcharges		22
2.1	Introduction	22
2.2	Les charges permanentes (G)	22
2.2.1	Les planchers	22
2.2.2	Les cloisons	24
2.2.3	Les escaliers	25
2.3	Charges d'exploitation (Q)	25
2.4	Charges climatiques	26
2.4.1	Action de la neige	26
2.4.2	Effet de la variation de la température	27
Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires		28
3.1	Etude de plancher	28
3.1.1	Introduction	28
3.1.2	Description d'un plancher collaborant.....	28
3.1.3	Etude de plancher mixte	28
3.1.4	Pré dimensionnement des solives	29
3.1.5	Dimensionnement de la connexion	40
3.1.6	Ferraillage de la dalle du plancher	44
3.2	Les sommiers	46
3.2.1	La poutre principale	46
3.2.2	La poutre secondaire	49
3.2	Etude d'acrotère	51
3.2.1	Evaluation des charges et surcharges	51
3.2.2	Hypothèse de calcul	52

3.2.3	Calcul des sollicitations	53
3.2.4	Ferraillage	54
3.3	Etude des escaliers	59
3.3.1	Pré dimensionnement de l'escalier	60
3.3.2	Pré dimensionnement de limon	65
3.3.3	La poutre palière	67
Chapitre 4	: Modélisation et Etude sismique	69
4.1	Introduction	69
4.2	Modélisation 3D de la structure	69
4.3	Pré dimensionnement des éléments principaux	70
4.3.1	Pré dimensionnement des poteaux	73
4.3.2	Pré Dimensionnement des poutres	74
4.3.3	Pré Dimensionnement des Potelets	76
4.4	Méthode de calcul utilisable	80
4.4.1	Analyse modale spectrale	80
4.4.2	Spectre de réponse du RPA.....	80
4.4.3	Période de vibrations	84
4.4.4	La déformation de la structure	86
4.4.5	Résultats de force sismique	86
4.4.6	Vérification des déplacements	89
4.4.7	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : article 5.9 RPA99 / VERSION 2003	90
Chapitre 5	: Dimensionnement des éléments principaux	92
5.1	Introduction	92
5.2	Vérification de la poutre principale	92
5.2.1	Vérification à la résistance	93
5.2.2	Vérification à la stabilité	93
5.3	Vérification de la poutre secondaire	95

5.3.1	Vérification à la résistance	95
5.3.2	Vérification à la stabilité	96
5.4	Vérification des poteaux	98
5.4.1	Vérification à la résistance	99
5.4.2	Vérification à la stabilité	100
5.5	Vérification des systèmes de contreventements.....	104
Chapitre 6	: Calcul des assemblages	111
6.1	Introduction	111
6.2	Assemblages des éléments de contreventement	111
6.2.1	Assemblage gousset-nœud du portique	112
6.2.2	Assemblage gousset-diagonale	113
6.3	Assemblage SOLIVE-POUTRE Principale	115
6.4	Assemblage POTEAU-POUTRE principale.....	118
6.5	Assemblage POTEAU-POUTRE secondaire	125
6.6	Assemblage POTEAU-POTEAU	132
6.7	Calcul des pieds de poteau.....	148
6.7.1	Dimensionnement de la platine.....	148
6.7.2	Tiges d'ancrages	149
6.7.3	Raideur.....	149
6.8	Calcul de pied de potelet.....	158
Chapitre 7	: Etude de l'infrastructure	167
7.1	Introduction	167
7.2	Déterminations des sollicitations	167
7.3	Choix du type de fondation	167
7.3.1	Vérification de la semelle isolée	168
7.3.2	Vérification de la semelle filante	169
	CONCLUSION GENERALE	179
	BIBLIOGRAPHIE	180

Liste des figures

Figure 1 : Sections de différents types de poteaux	4
Figure 2 : Différents types de poteaux	4
Figure 3 : Colonne mince en acier avec noyau béton Colonnes Mixtes	5
Figure 4 : Différents types de poutres métalliques	6
Figure 5 : Effondrement total des constructions non ou mal contreventées	7
Figure 6 : Diagonale sur la même travée et diagonale sur deux travées différentes	8
Figure 7 : Contreventement en X dans un bâtiment en charpente métallique	9
Figure 8 : Contreventement en V	9
Figure 9 : Contreventement en V dans des bâtiments en charpente métallique	9
Figure 10 : Contreventement en K	10
Figure 11 : Type d'escalier	11
Figure 12 : Construction de plancher collaborant	11
Figure 13 : Assemblage boulonné	13
Figure 14 : Assemblage soudé	13
Figure 15 : Relation contrainte-déformation spécifique des aciers de construction	16
Figure 16 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature [1]	16
Figure 17 : Tôle striée pour les escaliers	17
Figure 18 : TN40 pour la réalisation des planchers	17
Figure 19 : Les dimensions de la dalle collaborant	22
Figure 20 : Disposition des solives de l'étage commercial	29
Figure 21 : Schéma statique de la solive à la phase de construction	30
Figure 22 : Schéma statique de la solive à la phase finale	32
Figure 23 : Largueur effective de la dalle	33
Figure 24 : Vue de la connections de plancher mixte	40
Figure 25 : Dimension du goujon à tête	41
Figure 26 : Schéma statique d'un sommier.....	47
Figure 27 : Schéma statique et la section de calcul de l'acrotère	51
Figure 28 : Vue des escaliers	59
Figure 29 : Vue en plan de l'escalier	59
Figure 30 : Schéma de l'escalier	60
Figure 31 : Schéma statique de l'escalier	62
Figure 32 : Coupe transversale de la section à ferrailier	64
Figure 33 : Schéma statique et charge revenant au limon	66
Figure 34 : Schémas statique de la poutre palière	67
Figure 35 : Vue en 3D de la structure	69
Figure 36 : Boite de dialogue définition	70
Figure 37 : Boite de dialogue sélection des pièces.....	71
Figure 38 : Boite de dialogue sélection.....	72

Figure 39 : Boite de dialogue calculs.....	72
Figure 40 : Pré dimensionnement du poteau avec robot.....	73
Figure 41 : Pré dimensionnement des poutres principales avec robot.....	74
Figure 42 : Pré dimensionnement des poutres secondaires avec robot.....	75
Figure 43 : Pré dimensionnement de potelet type 1	76
Figure 44 : Pré dimensionnement de potelet type 2	78
Figure 45 : diagramme de spectre de réponse selon X-X.....	83
Figure 46 : Diagramme de spectre de réponse selon Y-Y.....	84
Figure 47 : Résultats de mode propre.....	84
Figure 48 : Translation suivant l'axe X-X.....	85
Figure 49 : Translation suivant l'axe Y-Y.....	85
Figure 50 : Rotation suivant l'axe Z-Z.....	86
Figure 51 : Poutre principale la plus sollicitée.....	92
Figure 52 : Vérification poutre principale.....	94
Figure 53 : Poutre secondaire la plus sollicitée.....	95
Figure 54 : Vérification poutre secondaire.....	96
Figure 55 : Poteau le plus sollicitée.....	98
Figure 56 : Vérification de poteau.....	102
Figure 57 : Propriétés de lasection (4CAE150*12).....	104
Figure 58 : Vérification de la cornière en X 4CAE150*12.....	106
Figure 59 : propriétés de lasection (4CAE120*12).....	108
Figure 60 : Vérification de la cornière en X 4CAE120*12.....	110
Figure 61 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.....	111
Figure 62 : assemblage des diagonales sur gousset.....	113
Figure 63 : Assemblage solive-poutre principale.....	116
Figure 64 : Schéma assemblage solive-poutre principale.....	116
Figure 65 : Disposition des boulons.....	118
Figure 66 : Assemblage poteau-poutre principale.....	119
Figure 67 : Schéma assemblage poteau-poutre principale.....	119
Figure 68 : Assemblage poteau-poutre secondaire.....	125
Figure 69 : Schéma assemblage poteau-poutre secondaire.....	125
Figure 70 : Assemblage poteau-poteau.....	132
Figure 71 : Schéma assemblage poteau-poteau.....	132
Figure 72 : Dimension de la platine.....	148
Figure 73 : Dimension de la tige d'ancrage.....	149
Figure 74 : Vue d'ensemble de l'assemblage.....	150
Figure 75 : Schéma pied de poteau.....	150
Figure 76 : Vue d'ensemble de l'assemblage.....	158
Figure 77 : Schéma pied de potelet.....	159
Figure 78 : schéma de la semelle filante.....	169
Figure 79 : schéma de disposition des semelle filante.....	173
Figure 80 : longrine.....	175
Figure 81 : schéma de poutre de rigidité.....	178

Liste des Tableaux

Tableau 1 : Les valeurs nominales des résistances.....	13
Tableau 2 : Caractéristiques de la tôle cofraplus60.....	23
Tableau 3 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible	23
Tableau 4 : Charge permanente de plancher commercial	23
Tableau 5 : Charge permanente de mur extérieur	24
Tableau 6 : Charge permanente de mur intérieur.	24
Tableau 7 : Charge permanente de palier de repos	25
Tableau 8 : Charge permanente de la volée	25
Tableau 9 : Les charges d'exploitations	26
Tableau 10 : La variation de température	27
Tableau 11 : Les conditions de la phase de construction	38
Tableau 12 : Les conditions de la phase de construction	39
Tableau 13 : les vérifications de la phase finale	39
Tableau 14 : les vérifications de la phase finale	40
Tableau 15 : charge et surcharge d'escalier	61
Tableau 16 : Calcul de la variation des efforts tranchants et moments fléchissant de l'escalier à l'ELS.....	63
Tableau 17 : Sollicitations maximales dans l'escalier	64
Tableau 18 : ferrailage de l'escalier	64
Tableau 19 : vérification des contraintes à l'ELS	65
Tableau 20 : Récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement.....	75
Tableau 21 : Facteur de qualité	82
Tableau 22 : Vérification d'effort tranchant	88
Tableau 23 : Vérification des déplacements dans le sens X-X	89
Tableau 24 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.	89
Tableau 25 : Vérification des effets P - Δ (sens X-X)	91
Tableau 26 : Vérification des effets P - Δ (sens Y-Y).	91
Tableau 27 : sollicitations sur le poteau HEB700	98
Tableau 28 : Caractéristique de profilé HEB 700	98
Tableau 29 : Vérification des poteaux	103
Tableau 30 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliquée	112
Tableau 31 : moments et effort tranchant au niveau des appuis	177
Tableau 32 : moments et effort tranchant au niveau des travées	177
Tableau 33 : la section d'armature dans la poutre de rigidité	178

Introduction générale

La construction des ouvrages, par les différentes méthodes et matériaux connues, a subi un énorme développement et une grande progression, en passant par des petites maisons rudimentaires aux grands palais et ouvrages d'art. Cette progression est la conséquence de plusieurs facteurs, en particulier les nouvelles méthodes des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul pour avoir une meilleure optimisation.

Parmi les différents modes de construction, la construction métallique, qui a vécu un développement important sur tous dans le domaine industriel et publique ; ceci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment, ce qui est le but de notre modeste travail qui consiste à faire une étude et une conception d'un bâtiment à usage d'habitation.

Notre travail est composé d'une introduction générale et de plusieurs chapitres

Chapitre 1 : généralité et présentation de l'ouvrage ;

Chapitre 2 : évaluation des charges et surcharges ;

Chapitre 3 : étude des éléments secondaires ;

Chapitre 4 : modélisation et étude sismique ;

Chapitre 5 : dimensionnement des éléments principaux ;

Chapitre 6 : calcul des assemblages ;

Chapitre 7 : étude de l'infrastructure.

CHAPITRE 1

GENERALITE ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 Introduction

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'étude. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en ossature métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce premier chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

1.2 Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage commercial, implantée à Bejaia (Iryahen). La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 6 étages.

- Hypothèses climatique : **zone A** pour la neige.
- Zone sismique : **zone IIa** (moyenne sismicité selon le RPA99V2003).

1.2.1 Données géométrique de l'ouvrage

- Longueur total du bâtiment : **52.35 m** ;
- Largeur total du bâtiment : **36.26 m** ;
- Hauteur total du bâtiment seul : **35 m** ;
- Hauteur d'étage :
 - RDC : **5 m** ;
 - 1^{er} au 6^{ème} étage : **5 m** ;
- Hauteur de l'acrotère : **1.2 m** ;
- Toiture plate d'angle inférieur à **4%**.

1.2.2 Données concernant le site

Le sol sur lequel reposera la construction est de nature (Catégorie S3), avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.8$ bars

- Lieu de réalisation : Iryahen willaya de Bejaia ;
- Site : Plat ;
- Altitude géographique : 5m ;
- Nature de sol : sol meuble (S3).

1.3 Conception de l'ouvrage

1.3.1 Ossature de la structure

Partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HEB, poutres en HEB et HEA et contreventé par des palées triangulées.

1.3.1.1 Les poteaux

Dans les ossatures métalliques, les poteaux sont constitués de profilés en H, quelquefois de forte épaisseur, ou de poteaux mixtes. En cas d'effort de compression important, on utilise également les profils pleins forgés.

- **Profilés métalliques**

Les profilés laminés en **I** ou en **H** sont les plus utilisés comme poteaux de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage.

- **Profils forgés**

Les poteaux en acier forgés, de section pleine permettent de reprendre de très grands efforts sur une section dont les dimensions extérieures sont plus faibles que pour tout autre profilé métallique. Ils sont utilisés par exemple pour la réalisation des étages inférieurs de grands bâtiments.

- **Poteaux mixtes**

Poteaux mixtes acier-béton constituent une alternative intéressante aux poteaux en acier ou en béton armé. Ils sont surtout appréciés pour leurs caractéristiques mécaniques élevées (résistance à la compression et à la flexion, rigidité sous l'effet du vent, ductilité en cas de séisme) et leur bonne résistance au feu.

Les sections utilisées sont multiples et permettent au concepteur de varier à loisir les formes les dispositions respectives des deux matériaux acier et béton et l'aspect extérieur.

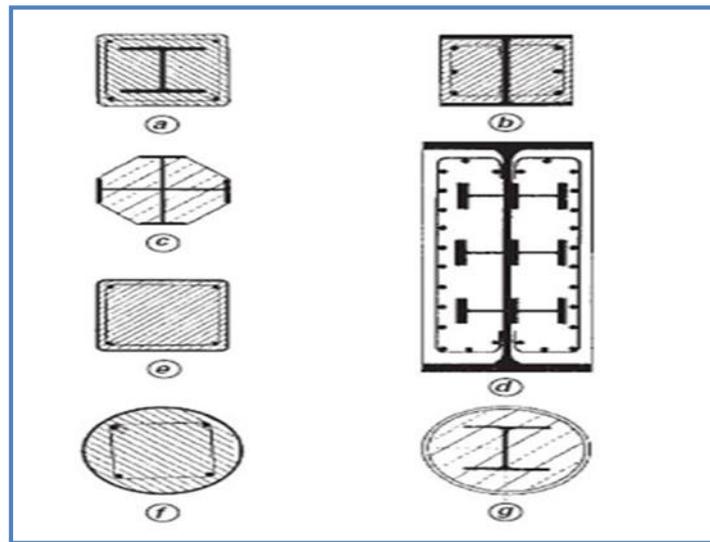


Figure 1 : Sections de différents types de poteaux.

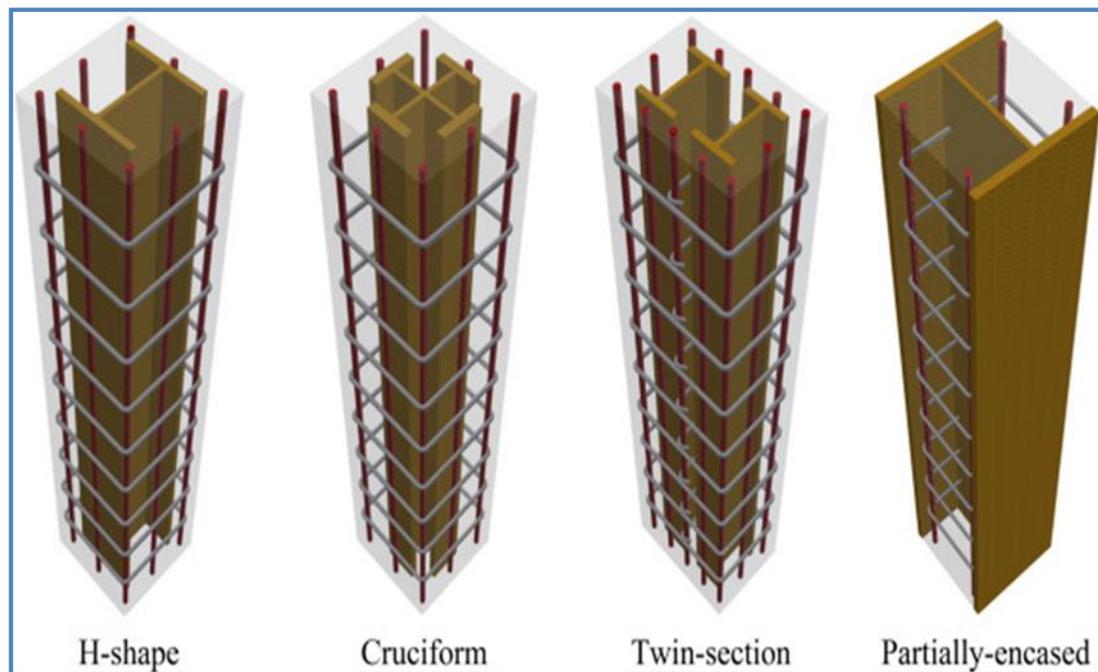


Figure 2 : Différents types de poteaux.

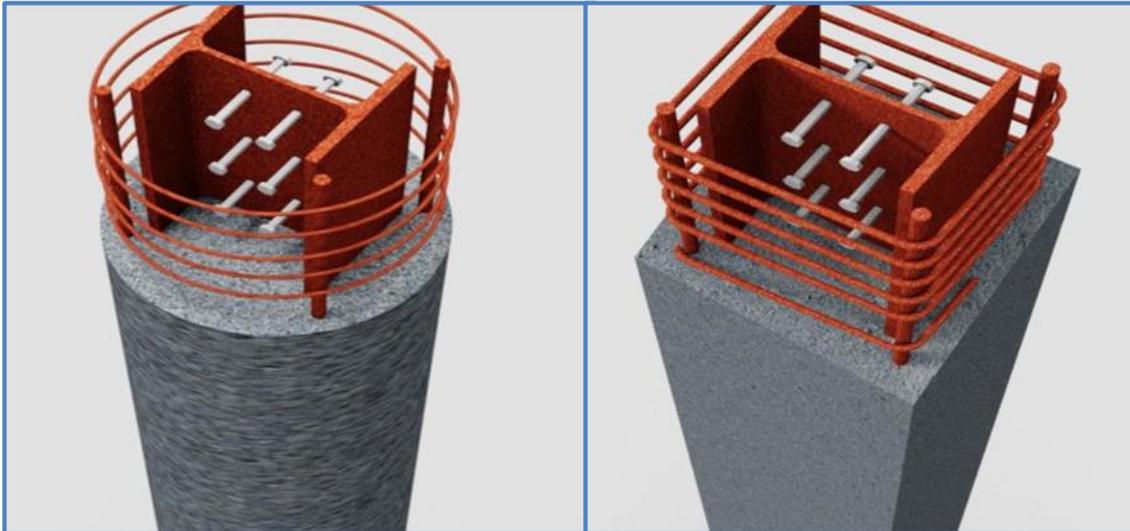


Figure 3 : Colonne mince en acier avec noyau béton | Colonnes Mixtes.

1.3.1.2 Les poutres

La poutre peut être définie comme un élément de structure qui supporte toutes les charges verticales et l'empêche de se plier. Elles sont disponibles sur le marché et auprès des constructeurs sous plusieurs aspects, selon leurs usages et leurs destinations :

- **Les profils IPE** : sont les plus utilisés pour les planchers des bâtiments à étage. Particulièrement conçue pour la flexion simple selon leur axe fort. Ils sont très économiques (en raison de leur rapport poids résistance favorable) et l'épaisseur constante de leurs ailes facilite les assemblages.
- **Les série HEA HEB et HEM** sont avant tout utilisées pour la reprise d'efforts importants.
- **Les profils en U** sont surtout utilisés comme poutre de rive de plancher. Ils peuvent également être jumèles et utilisés comme poutres moisées de plancher, éventuellement caisson nées pour mieux résister aux efforts de torsion.
- Les poutres composées à âme pleine sont quelquefois utilisées si les profilés laminés ne peuvent s'insérer dans les hauteurs imposés.
- Des poutres composées à double âme pleine ne sont envisageable que dans le cas d'éléments fortement sollicités : poutre de reprise sous les bâtiments élevées, poutres supérieures des bâtiments suspendus.....etc.
- Les poutres ajourées comportent, dans l'âme, des ouvertures de forme polygonale ou circulaire pour le passage des conduites techniques.

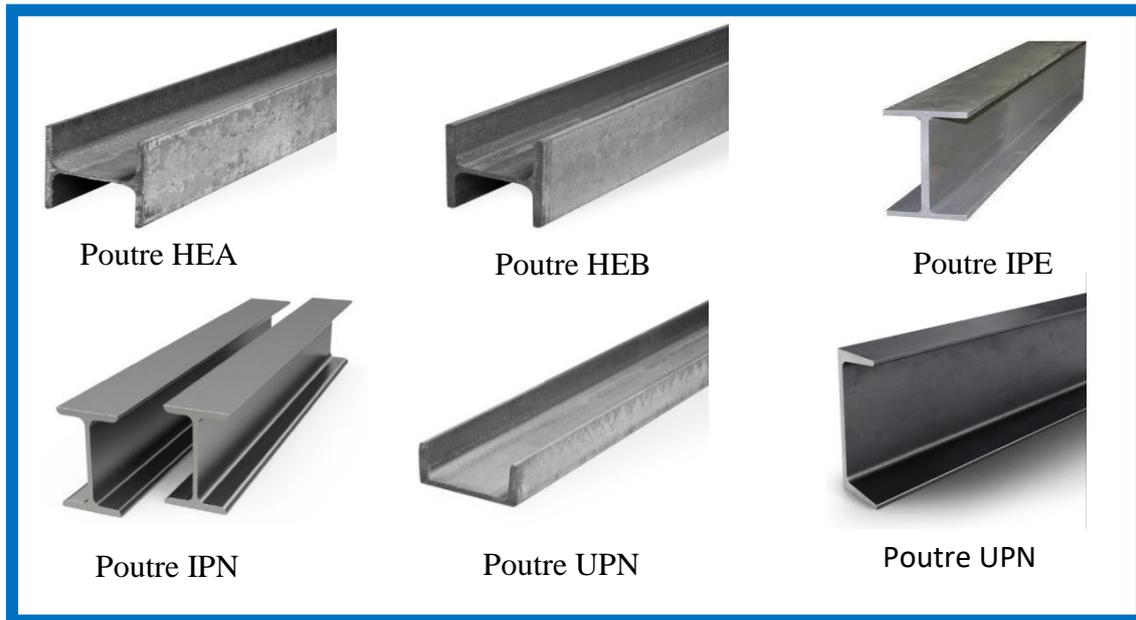


Figure 4 : Différents types de poutres métalliques utilisés pour notre étude.

1.3.1.3 Contreventement

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

La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds.

❖ Principe

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction.

Pour ce faire, deux approches sont possibles :

- **Structures auto stables** : les descentes de charges horizontales passent par les mêmes éléments de structure que les charges verticales (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés...).
- **Structures contreventées** : les descentes de charges horizontales passent par des dispositifs spécifiques (systèmes articulés + contreventements...).

Les structures contreventées sont, pour un grand nombre de partis architecturaux, moins coûteuses que les structures auto stables. Le contreventement d'une structure doit être horizontal et vertical. La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, et en général la qualité de leur mise en œuvre, conditionne leur efficacité. L'absence de contreventement et une concentration de contraintes trop élevée en tête de poteaux sont parmi les principaux facteurs de ruine en cas de séisme.



Figure 5 : Effondrement total des constructions non ou mal contreventées.

❖ Choix de contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **Leur nombre** : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.

- **Leur disposition** : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- **Leur distribution verticale** : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

➤ **Quelques types de contreventement**

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement parmi lesquelles on peut citer :

- **Contreventement en X (croix de Saint André)**

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée. Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.

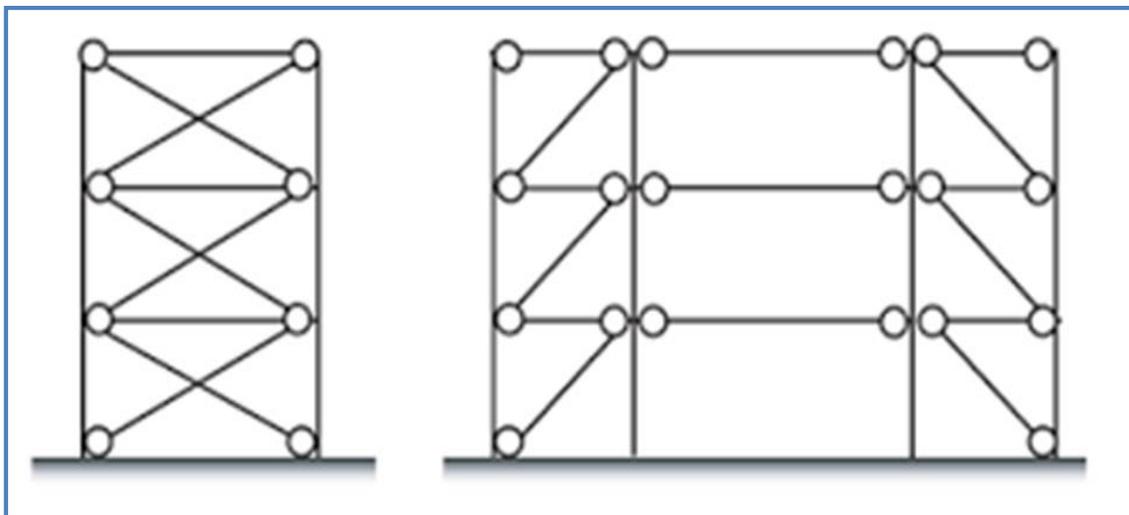


Figure 6 : diagonale sur la même travée et diagonale sur deux travées différentes.



Figure 7 : Contreventement en X dans un bâtiment en charpente métallique.

- **Contreventement en V**

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités.

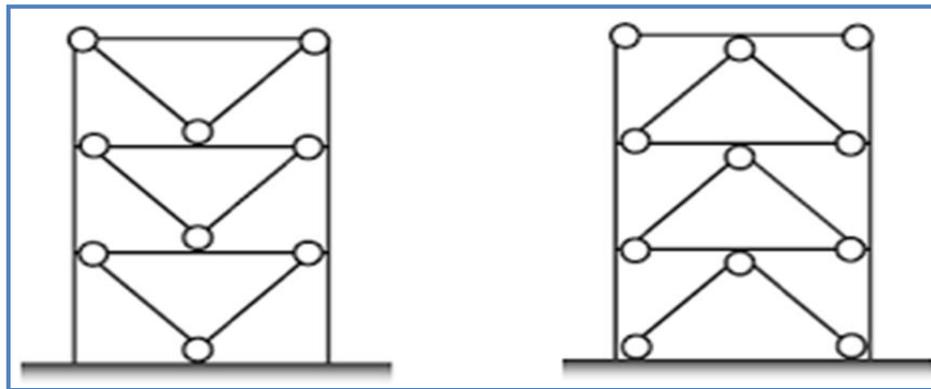


Figure 8 : Contreventement en V.



Figure 9 : Contreventement en V dans des bâtiments en charpente métallique.

- **Contreventement en K**

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique. Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.

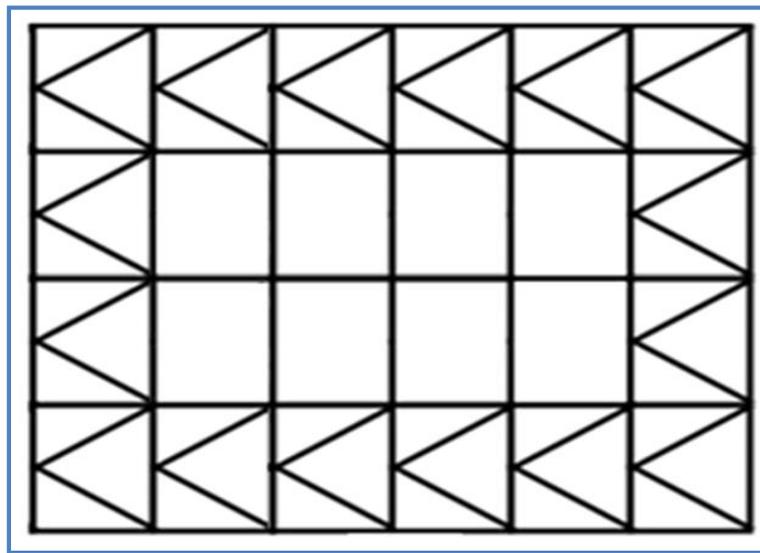


Figure 10 : Contreventement en K.

Pour assurer la stabilité dans le plan horizontal et globale de la structure nous avons choisi de mettre un contreventement par palée triangulée en croix de saint André suivant les deux directions horizontal. Soit des CAE suivant les deux directions de la structure, dont la disposition considérer la plus symétriquement et économique possible par rapport au centre de gravité des planchers d'une distribution régulière afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

1.3.2 Escalier

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, ils sont en structure métallique, les marches en tôle, revêtues avec du béton et du carrelage.

La structure comporte pour chaque étage un seul type d'escalier :

Un escalier à deux volées et un palier de repos.

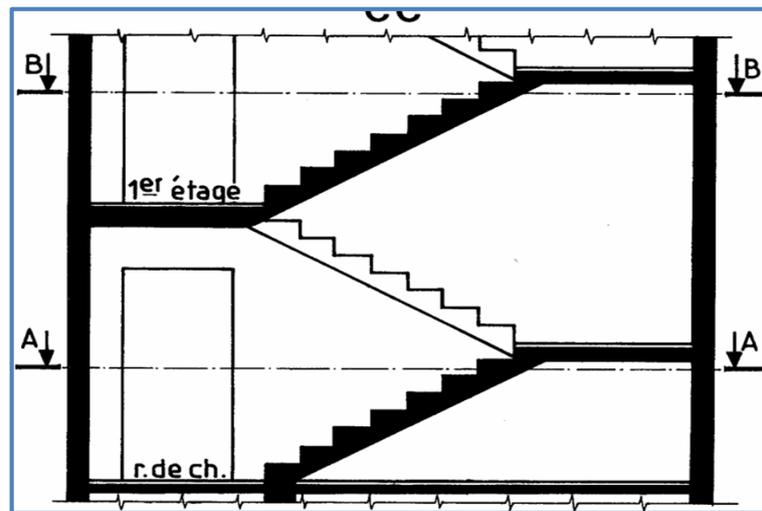


Figure 11 : Type d'escalier.

1.3.3 Plancher

Pour des raisons économiques, mise en œuvre facile et rapide nous avons choisi de mettre un plancher mixte avec dalle collaborant coulée sur un bac d'acier cofraplus60 dont les composantes sont illustrées sur la figure 12. Les tôles profilées ont un rôle d'armature et de coffrage, autorisant une mise en œuvre rapide et économique. La face inférieure des tôles nervurées ne nécessite généralement aucune protection.

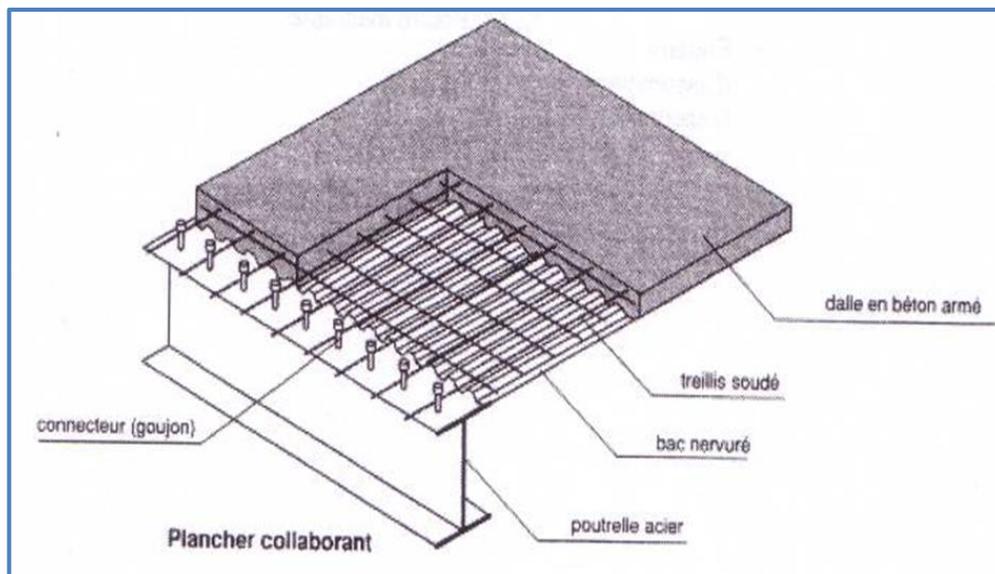


Figure 12 : Construction de plancher collaborant.

1.3.4 Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi extérieure contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et aux charges d'exploitation, et à une surcharge horizontale.

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 120,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.

Il est indispensable d'inclure le métré de l'acrotère dans le dimensionnement des matériaux nécessaires à une isolation par l'extérieur afin d'éviter l'infiltration d'eau de pluie entre la façade et l'isolant et pour limiter le risque d'apparition de ponts thermiques.

La hauteur minimale d'un acrotère doit être suffisante pour permettre un relevé d'étanchéité de 15 cm. Pour cela, les acrotères ont une hauteur au moins égale à 15 cm mais plus si l'on souhaite y disposer des rambardes et garde-corps (obligatoires pour les toitures terrasses accessibles) et si l'on souhaite pouvoir y suspendre une console d'acrotère (35 cm minimum pour placer une pince d'acrotère).

1.3.5 Assemblages

Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus (par soudure, boulonnage, rivetage ou par collage), de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre, tout en évitant de générer des sollicitations parasites notamment la torsion.

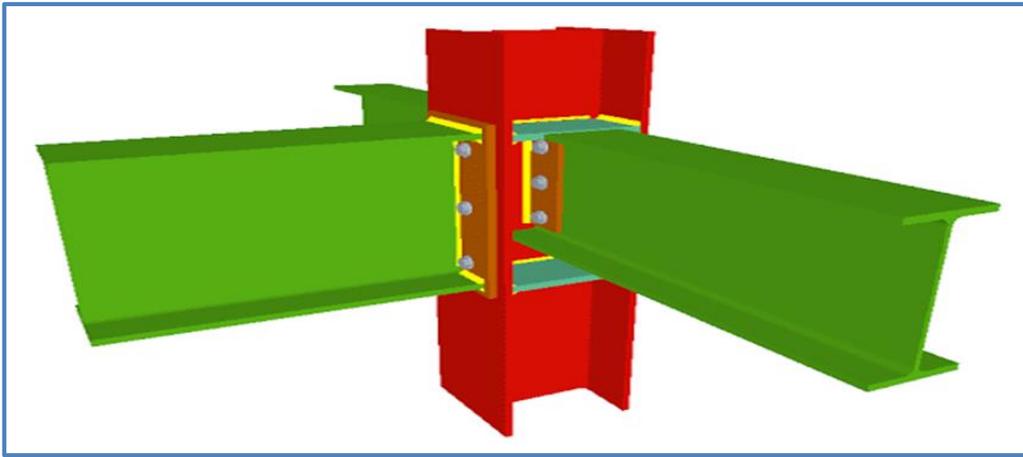
Les assemblages des éléments de la structure étudiée sont réalisés par des assemblages boulonnés et soudés dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

1.3.5.1 Assemblage boulonné

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction. Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité « f_{yb} » ainsi que celle de la résistance à la traction « f_{ub} » des différentes classes de boulons sont indiqués dans le tableau suivant :

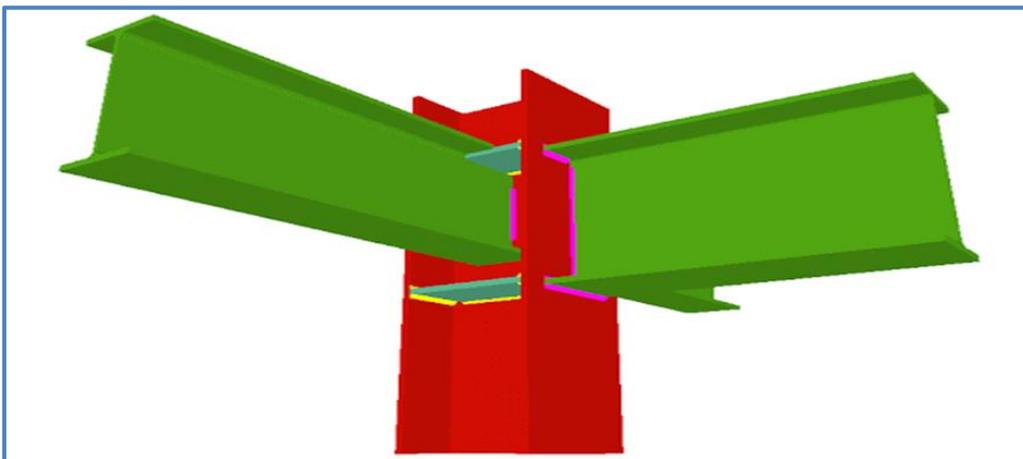
Tableau 1: Les valeurs nominales des résistances.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Figure 13 :** Assemblage boulonné.

1.3.5.2 Assemblage soudé

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

**Figure 14 :** Assemblage soudé.

1.3.6 Maçonnerie

Ce sont des éléments secondaires qui n'ont aucun rôle dans la résistance de la structure.

Les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses (10+15) cm d'épaisseur en laissant une largeur de 5 cm entre ces deux murs pour assurer l'isolation thermique.

Les séparations intérieures sont avec des murs en briques creuses de 10 cm (une seule cloison).

1.3.7 Revêtement

C'est l'ensemble des matériaux qui sert à couvrir les surfaces horizontales et verticales qui a pour but rôle de donner un aspect agréable et d'augmenter la résistance à la corrosion et à l'humidité, il y'a deux types de revêtement :

- ❖ **Horizontal** : mortier de pose et carrelage pour toutes les pièces (2+2) cm.

Faux plafond pour les plafonds 1 cm d'épaisseur.

- ❖ **Vertical** : revêtement des murs intérieurs en plâtre 2 cm d'épaisseur. Revêtement des murs extérieurs par mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur.

1.4 Matériaux utilisés

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- L'acier de construction ;
- L'acier d'armature ;
- Les tôles profilées en acier ;
- Le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différents codes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Euro codes [EC2, EC3, EC4].

1.5 Caractéristiques des matériaux

1.5.1 Acier

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

1.5.1.1 Acier de construction

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.) soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité). La classification couramment utilisée en construction métallique "Nuance d'acier " qui est définie par sa limite d'élasticité f_y . L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, S460, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113.

Les valeurs de calcul des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

➤ Résistance

La nuance d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode 03.

- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

- Limite ultime : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

➤ Ductilité

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y

- 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)

➤ Caractéristiques mécanique de l'acier S235

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$;

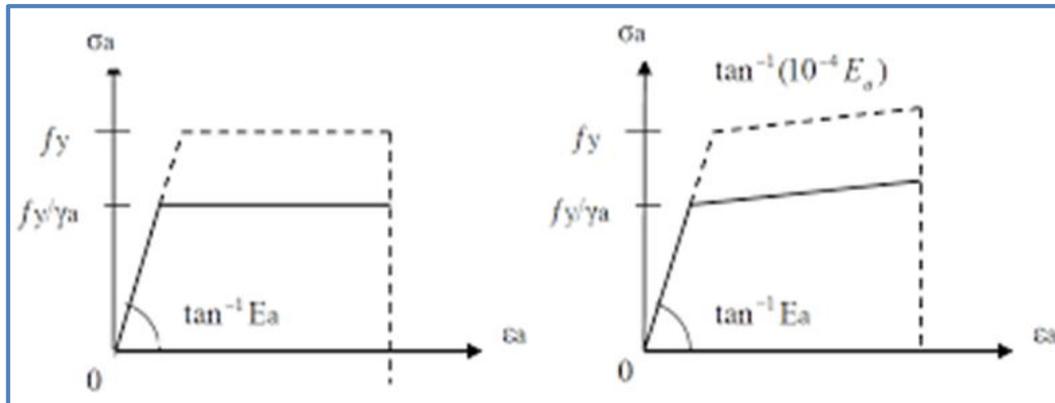
- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$;

- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$;

- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$;

- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12.10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$

Pour les calculs et la conception, l'Eurocode3 (EC3) admet l'idéalisation de la relation contrainte-déformation de l'acier de construction sous forme élastique parfaitement plastique, comme indiquée sur la figure suivante.



(a) Diagramme idéalisé

(b) Relation bilinéaire

Figure 15 : Relation contrainte-déformation spécifique des aciers de construction.

1.5.1.2 Acier d'armature

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques ; ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%. Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction (figure 16).

Pour l'acier d'armature :

Les armatures seront HA de nuance Fe 500.

Cas de fissurations : préjudiciables (pour le calcul des armatures des fondations).

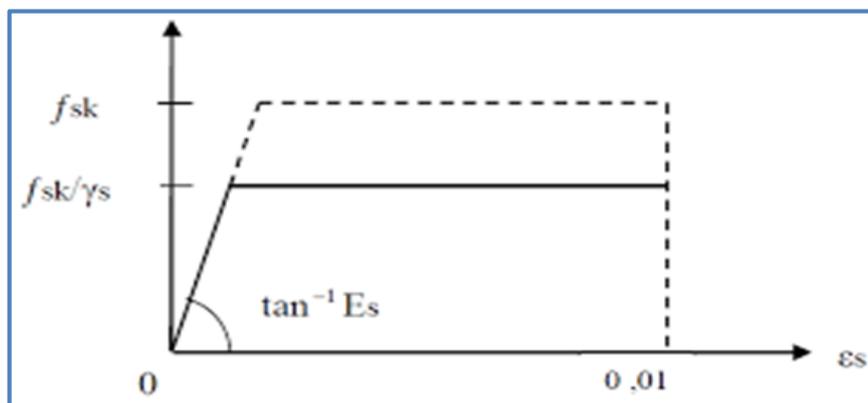


Figure 16 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature.

1.5.1.3 Les tôles profilées en acier

Pour les escaliers on va utiliser des tôles striées de 5 mm d'épaisseur qui sont plus solide et qui nous permettra de mettre des revêtements juste en dessus. Et pour les planchers on va utiliser des tôles nervurées TN40 qui participée a la résistance du plancher et qui servira aussi comme coffrage.

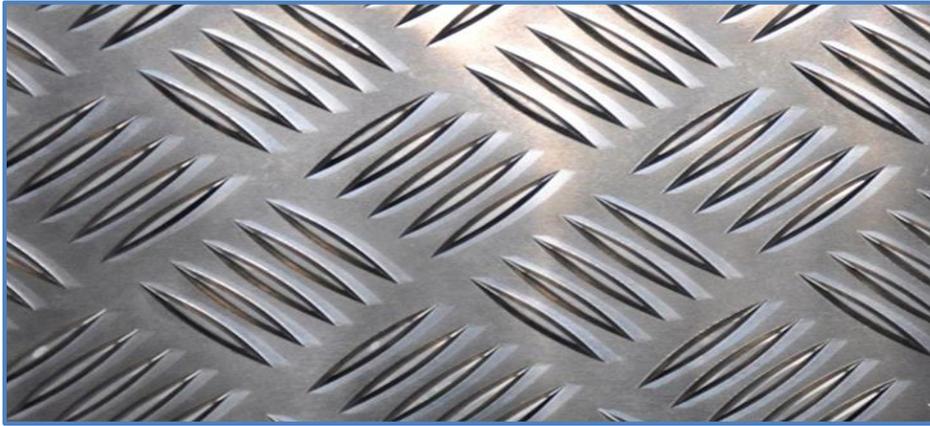


Figure 17 : Tôle striée pour les escaliers.

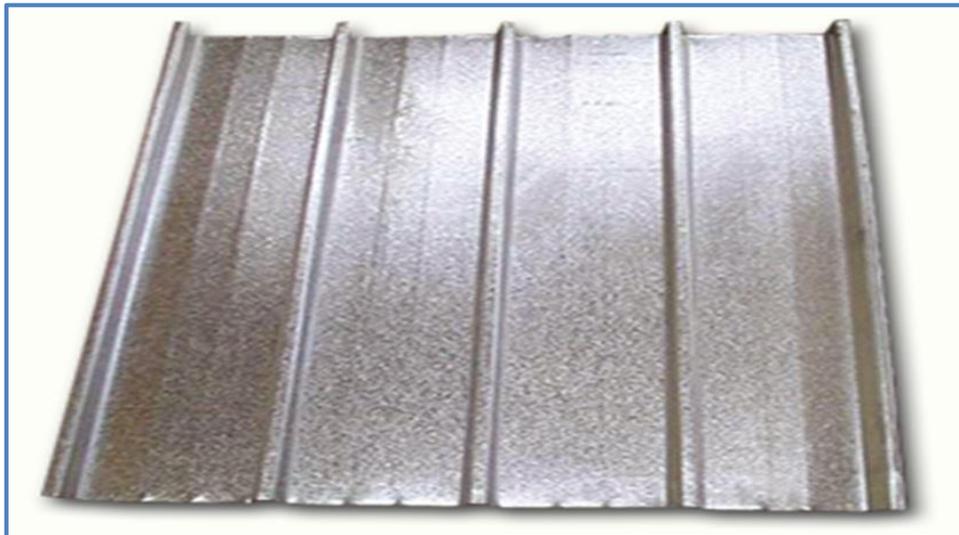


Figure 18 : TN40 pour la réalisation des planchers.

1.5.2 Béton

C'est un matériau économique qui résiste bien à la compression. On utilise un béton dosé à 350Kg/m³ de ciment CPJ 42,5 pour les éléments de planchers et fondations.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent planes ;
- Il n'y a aucun glissement entre l'acier et le béton ;

- La résistance à la traction du béton est négligée.

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Pour les planchers, la classe du béton est C (25/30) ;
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$;
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$;
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-3} \text{ C}^\circ$;
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$.

1.6 Règlements utilisés

- RPA99/2003 (règles parasismique Algériennes) ;
- Eurocode4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton) ;
- D.T.R.B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations) ;
- BAEL 91-CBA93 (béton armé aux états limites) ;
- Eurocode3 (règles de conception et de calcul des structures en acier.
- DTR-BC.2.33.1 calcul des fondations.

1.7 Définition d'états limites de calcul

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou l'un des ses éléments est strictement vérifiée au-delà de cet état, on distingue deux états limites :

1.7.1 Etats limites ultimes

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel destinée. Cela étant dit, il convient que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la résistance maximum d'une structure (ou élément d'une structure) excède les actions maximum (charges ou déformations) qu'elle subira avec une marge de sécurité raisonnable.

Pour le calcul des structures en acier, les principaux aspects qui doivent être vérifiés sont la résistance (y compris la plastification, le flambement, et la transformation au mécanisme) et l'équilibre statique d'ensemble.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

Cas d'une seule action variable Q : $1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.5 Q$.

Cas de plusieurs actions variables Q_i : $1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 (\sum Q_i)$.

Avec :

- G_{\min} : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

- G_{\max} : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

-Q : La surcharge d'exploitation

1.7.2 Etats limites de service

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « Fonctionnelle » commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibration ou de déformations excessives. Il convient donc que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la structure remplira sa fonction de façon satisfaisante lorsqu'elle sera soumise à ses charges de service ou d'exploitation. A cet effet, l'état limite de service consiste à vérifier que les flèches ne sont pas excessives dans les conditions d'utilisation normale.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

Cas d'une seule action variable Q : $G + Q$.

Cas de plusieurs actions variables Q_i : $G + 0.9 (\sum Q_i)$

1.8 Actions et combinaisons d'actions

1.8.1 Les actions

- **Actions permanent G_i**

-Poids propre des éléments de la construction

-Poids propre des équipements fixes

- **Actions variables Q_i**

-Charges d'exploitation.

-Charges appliquées en cours d'exécution.

- **Actions climatiques**

-Vent (W).

-Neige (S)

- **Actions accidentelles E_i**

-Séisme

1.8.2 Combinaisons d'actions :(CCM97-art 2.3.2.2)

1.8.2.1 Situations durable

- **ELU**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes : Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma G_i \times G_{kj} + 1.5 \times Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma G_i \times G_{kj} + 1.35 \times \sum_{i>1} Q_{ki}$$

Avec :

G_{kj} : Valeur caractéristique des actions permanentes ;

Q_{kj} : Valeur caractéristique des actions variables ;

$\gamma G_i = 1.35$ Si l'action agit défavorablement

$\gamma G_i = 1$ Si l'action agit favorablement

- **ELS**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes : Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{kj} + 0,9 \times \sum_{i>1} Q_{ki}$$

1.8.2.2 Situation accidentelles (RPA 99 version 2003-art 5.2)

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

- $G + Q \pm E$.
- $0.8 G \pm E$: cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

1.9 Limites des flèches et des déplacements

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

1.9.1 Flèches verticales

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

- Plancher terrasse : $f_{ad} = l / 250$

- Plancher courant : $f_{ad} = l / 250$

1.9.2 Flèches horizontales

On a un bâtiment à étages donc la flèche est :

- Pour entre niveau : $h / 250$; avec h : c'est la hauteur d'étage.

- Pour toutes la structure : $h_0 / 420$; avec h_0 est la hauteur totale.

1.10 Principe et objectif des calculs

❖ Résistance et rigidité

Sous un système de charge donné, les contraintes dans tous les éléments ne doivent pas dépasser les contraintes permises par les règlements relatifs au matériau utilisé. Ainsi, la structure doit supporter les sollicitations extrêmes qui lui sont appliquées sans atteindre la ruine, cette dernière peut être l'écroulement ou simplement une déformation trop grande.

❖ Économie

La structure doit remplir ces fonctions tout en restant le plus économique possible :

- ✓ La stabilité ;
- ✓ La durabilité ;
- ✓ L'esthétique.

CHAPITRE 2

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur la 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 prises dans le document technique réglementaire D.T.R-BC.2.2. (Charge et surcharges).

2.2 Les charges permanentes (G)

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

2.2.1 Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 12cm d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu cofraplus60.

- **Cofraplus60** : est le plancher collaborant le plus populaire et le plus courant sur le marché. Avec sa forme trapézoïdale, ce plancher en acier permet un transport et un stockage efficaces. Le bac métallique s'étend jusqu'à 3,40 m sans étaie et réduit considérablement le poids propre de la dalle finale par rapport à toute solution de béton préfabriqué.

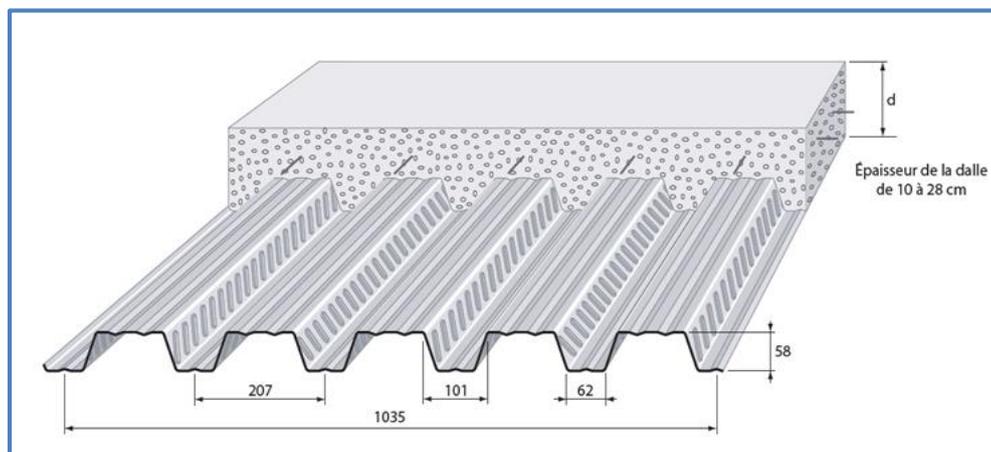


Figure 19 : Les dimensions de la dalle collaborant.

Tableau 2 : Caractéristiques de la tôle cofraplus60.

Hauteurs des nervures (mm)	Nombre des Nervures par bac (mm)	Espacement Des nervures (mm)	Largeur outil du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)
55	5	207	1035	1

2.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau 3 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

	charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
02	Forme de pente	0.1	22	2.2
03	Isolation thermique	0.04	4	0.16
04	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
05	Faux plafond	0.01	10	0.1
06	Tôle cofraplus60	0.001	/	0.1137
07	Dalle en béton	0.12	25	3
Charge permanente totale				G= 6.47

2.2.1.2 Plancher commercial

Tableau 4: Charge permanente de plancher commercial.

	charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Cloison de répartition	0.1	10	1
02	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Dalle en béton	0.12	25	3
05	Faux plafond	0.01	10	0.1
06	Tôle cofraplus60	/	0.1137	0.1137
Charge permanente totale				G=5.01

2.2.2 Les cloisons

Parois verticales non porteuses de faible épaisseur, servant à établir des séparations entre les volumes intérieurs d'un bâtiment. Elles peuvent être fabriquées en brique, en plâtre, en bois, en métal, en panneaux de particules, etc...

2.2.2.1 Murs extérieurs (double parois)

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

Tableau 5 : Charge permanente de mur extérieur.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur	0.02	10	0.2
02	Brique creuse	0.15	/	1.3
03	Brique creuse	0.1	/	0.9
04	Lame d'air	0.05	/	/
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G= 2.6

2.2.2.2 Murs intérieur

Tableau 6 : Charge permanente de mur intérieur.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
02	Brique creuse	0.1	/	0.9
03	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G= 1.3

2.2.3 Les escaliers

2.2.3.1 Les éléments constituant de palier

Tableau 7 : Charge permanente de palier de repos.

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Dalle en béton	0.14	25	3.5
04	Tôle cofraplus60	0.001	/	0.1137
Charge permanente totale				G=4.41

2.2.3.2 Les éléments constituant la volée

Tableau 8 : Charge permanente de la volée.

	Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/mm ²)
01	Revêtement en carrelage	Horizontal	0.02	22	0.44
		Vertical	$\frac{0.02h}{g}$	22	0.24
02	Mortier de pose	Horizontal	0.015	20	0.3
		Vertical	$\frac{0.015h}{g}$	20	0.18
03	Tôle striée		0.005	90	0.45
04	Dalle en béton		$0.14 / \cos\alpha$	25	4
05	Poids de marche		$\frac{h}{2}$	22	1.08
Charge permanente totale					G=6.69
Garde-corps : G= 0.6 KN/m					

2.3 Charges d'exploitation (Q)

Les surcharges dites d'exploitation ou d'utilisation sont évaluées en fonction du poids des personnes, du poids du mobilier et des cloisonnements spécifiques et des véhicules et de leur mouvement (dans le cas de parkings en superstructure, des ponts...).pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

Les valeurs de la surcharge d'exploitation correspondant ce projet sont illustré dans le tableau ci-après :

Tableau 9 : Les charges d'exploitations.

Destination	La valeur de Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage commercial	5
Escalier commercial	5

2.4 Charges Climatique :

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter les problèmes, par exemple de fatigue ou de vibration.

2.4.1 Action de la neige

Selon le RNV99/2013, la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{RNV99})$$

Avec :

- S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface en kN/m².
- S_k : La charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude de la zone en kN/m².
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Il est en fonction de la forme de la toiture (Tableau I, §6.2.2.2, du RNV2013).

Le projet ne présente pas des discontinuités de niveaux, et on a une pente de 3% comprise entre 0° et 30° donc : μ = 0,8

La construction à étudier est implantée à Bejaia qui appartient à la zone de neige (A), d'où : $S_k = \frac{0.07H+15}{100}$ (RNV2013 page 21)

Avec H est l'altitude par rapport au niveau de la mer du site d'implantation en (m), qui égale à : $\Rightarrow AN : S_k = \frac{0.07 \times 5 + 15}{100} \Rightarrow S_k = 0.1535 \text{ kN/m}^2$

Donc : $S = 0.8 \times 0.1535 = 0.1228 \text{ kN/m}^2$

2.4.2 Effet de la variation de la température

Comme tous les matériaux, l'acier se dilate se l'effet de l'augmentation de la température, plus la température est élevée plus la limite d'élasticité et la résistance à la traction diminuent et plus la plasticité augmente. Pour tenir compte des actions dues aux variations de température, il est général suffisant pour les bâtiments et les constructions industrielles, de considérer une variation uniforme de température ΔT . Mentionnons toutefois, sans entre dans des détails, qu'il faut également prend en considération un gradient de température pour les bâtiments élevés exposés totalement ou partialement au rayonnement solaire (comme pour les ponts). La variation uniforme de température se réfère entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage qui comprises entre $+10^\circ\text{C}$ et $+25^\circ\text{C}$ et les températures extrêmes, elles prouvant des variations de longueur des éléments de la structure. Ces déformations peuvent être calculés au moyen du coefficient de dilatation thermique de l'acier égal à $12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}$.

Chapitre 2 évaluation des charges et surcharges 32 Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative ΔT de la variation uniforme de température dépend de la zone climatique. Les valeurs proposées dans la norme DTR-BC.2.44 sont données ci-après :

Tableau 10 : La variation de température.

La zone	La variation de température
l'Algérie du nord	$+35^\circ\text{C}$ et -15°C
le proche et moyen sud	45°C et -20°C
L'extrême sud	50°C et -30°C

Le bâtiment est situé à Bejaia donc si on prend une température de montage $t_0=20^\circ\text{C}$ donc $\Delta T=t-t_0=35-20=+15^\circ\text{C}$ donc on prend une variation de température $\Delta T=15^\circ\text{C}$.

Remarque :

Sachant que le bâtiment étudié est constitué de plancher lourd en béton armé et qu'il est en zone sismique alors on peut dire que les efforts sismiques vont être beaucoup plus important que les efforts due au vent. Donc dans notre étude on a négligé le calcul au vent.

CHAPITRE 3

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 Etude de plancher

3.1.1 Introduction

La construction mixte est l'association mécanique du béton armé et des profilés métalliques, en vue de former des éléments parfaitement monolithiques contribuent au meilleur fonctionnement d'un ouvrage de génie civil. Il s'agit de tirer le meilleur profit des matériaux constitutifs (béton, armatures et profilés métallique) de point de vue résistance, durabilité, protection, esthétique et rapidité d'exécution. L'adhérence mécanique entre les profilés métalliques et le béton armé n'existe pas à l'état naturel, on obtient cette solidarisation par le biais des organes de liaison appelés les connecteurs de cisaillement. Généralement le choix de ce type de procédé est motivé pour les bâtiments à plusieurs étages, ou lorsque de grandes portées entre poteaux sont exigées (jusqu'à 20m).

3.1.2 Description d'un plancher collaborant

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison.

3.1.3 Etude de plancher mixte

Le calcul de plancher mixte se fait en deux stades :

- ❖ Stade de construction.
- ❖ Stade définitif.

3.1.3.1 Stade de construction

Le profilé d'acier travail seul Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profilé et le Poids propre du béton
- Surcharge de construction+ (ouvrier)

3.1.3.2 Stade définitif

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale :

- Poids propre du profilé ;

- Poids propre du béton (sec) ;
- Surcharge d'exploitation finale.

3.1.4 Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE constituant l'ossature horizontal des planchers de bâtiment qui travaillent à la flexion simple .leur fonction principale est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la dalle .ils peuvent également être chargés de transmettre les forces horizontales dues au vent ou au séisme au système de stabilisation.

3.1.4.1 Plancher étage commercial (type 1)

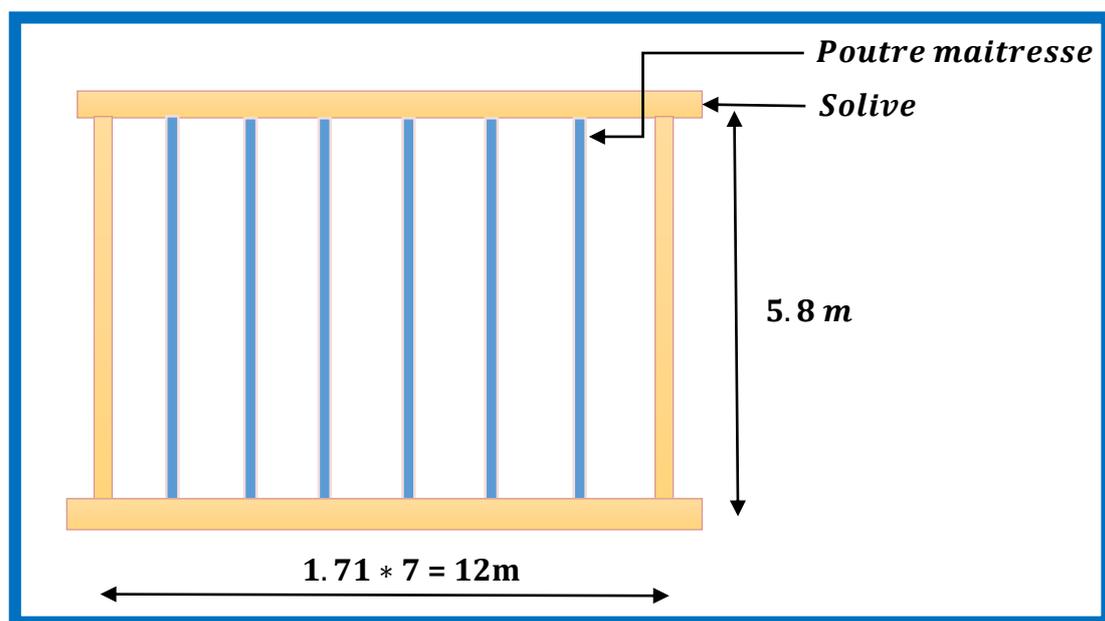


Figure 20 : Disposition des solives de l'étage commercial.

❖ La phase de construction

➤ Les charges

-Poids propre de béton frais : $G_b = 0.12 * 25 = 3 \text{ KN/m}^2$

-Poids propre de la tôle : $G_t = 0.1137 \text{ KN/m}^2$

-Surcharge des ouvrières : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Entre axe les solives : $e = 1.71\text{m}$

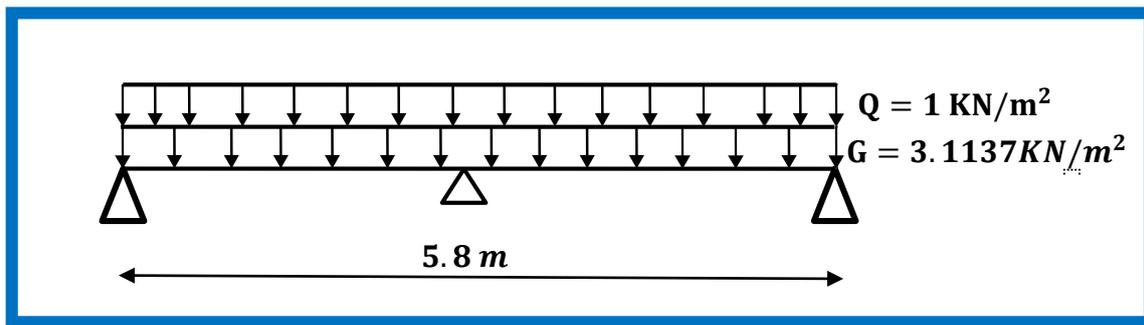


Figure 21 : Schéma statique de la solive à la phase de construction.

➤ **Combinaison de charges**

ELU :

$$q'_u = [1.35(G_b + G_t) + 1.5Q] \times e = [1.35(3 + 0.1137) + 1.5 \times 1] \times 1.71 = \mathbf{9.75 \text{ KN/m}}$$

ELS :

$$q'_s = [(G_b + G_t) + Q] \times e = [(3 + 0.1137) + 1.5] \times 1.71 = \mathbf{7.03 \text{ KN/m}}$$

➤ **Vérification de flèche**

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq 300 \times \frac{5 \times 7.03 \times 2.9^3}{384 \times 2.1} = 318.93 \text{ cm}^4$$

Donc on opte un **IPE140**, $I_y = 541.2 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification en prenant en compte le poids de profile**

$$G_p = 0.129 \text{ KN/m}$$

a) Combinaison de charge

ELU :

$$q_u = 1.5q_p + q'_u = 1.35 \times 0.129 + 9.75 = \mathbf{10.92 \text{ KN/m}}$$

ELS:

$$q_s = G_p + q'_s = 0.129 + 7.03 = \mathbf{7.16 \text{ KN/m}}$$

b) Vérification à la résistance

IPE140 est de **classe 1** (flexion simple), on fait un calcul plastique.

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

M_{sd} : Moments fléchissant sollicitant.

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.92 \times 2.9^2}{8} = \mathbf{10.42 \text{ KN.m}}$$

M_{plrd} : Moment de résistance plastique.

$$M_{plrd} = \frac{88.3 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = \mathbf{18.86 \text{ KN.m}}$$

Donc :

$$M_{sd} < M_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'effort tranchant

La condition s'exprime ainsi :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

A_v : Aire de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9.92 \times 2.9}{2} = \mathbf{14.38 \text{ KN.m}}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 7.6 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1.1} = \mathbf{97.56 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche s'effectue par la relation suivante :

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

Et :

$$f_{cal} = \frac{5 \times 7.16 \times 10^{-2} \times 290^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 541.2} = \mathbf{0.58 \text{ cm}}$$

$$f_{adm} = \frac{290}{300} = \mathbf{0.96 \text{ cm}}$$

$$f_{cal} < f_{adm} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **La phase finale**➤ **Les charges**

-Poids propre de profilé : $G_p = 0.129 \text{ KN/m}$.

-La charge de la dalle : $G = 5.01 \text{ KN/m}^2$ (tableau 4 chapitre 2 p23).

-Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ (tableau 9 chapitre 2 p26).

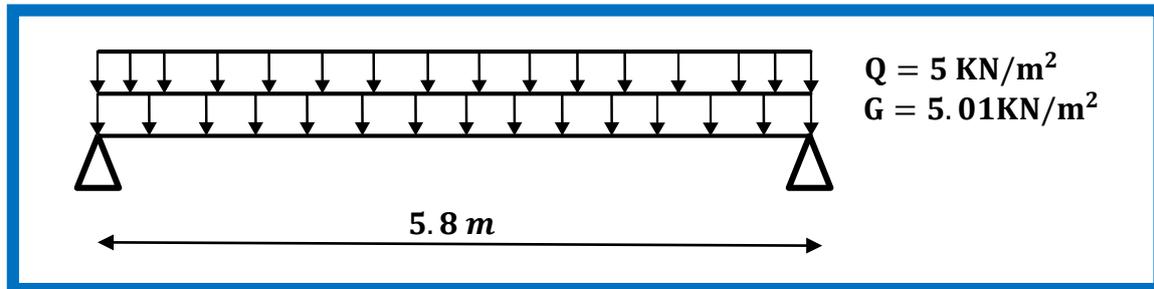


Figure 22 : Schéma statique de la solive à la phase finale.

➤ **Combinaison de charge**

ELU : $qu' = 1.35G_p + [1.35G + 1.5Q] \times e = 24.56 \text{ KN/m}$

ELS : $qs' = G_p + (G + Q) \times e = 17.25 \text{ KN/m}$

➤ **Largeur effective de la dalle**

$$b_{eff} = \min\left(\frac{2 \times l_0}{8}; b\right)$$

Avec :

l_0 : Longueur libre d'une poutre simplement appuyée.

b : Entraxe entre les poutres.

$$b_{eff} = \min\left(\frac{2 \times 5.8}{8} = 1.45 \text{ m}; b = 1.71 \text{ m}\right) = 1.45 \text{ m}$$

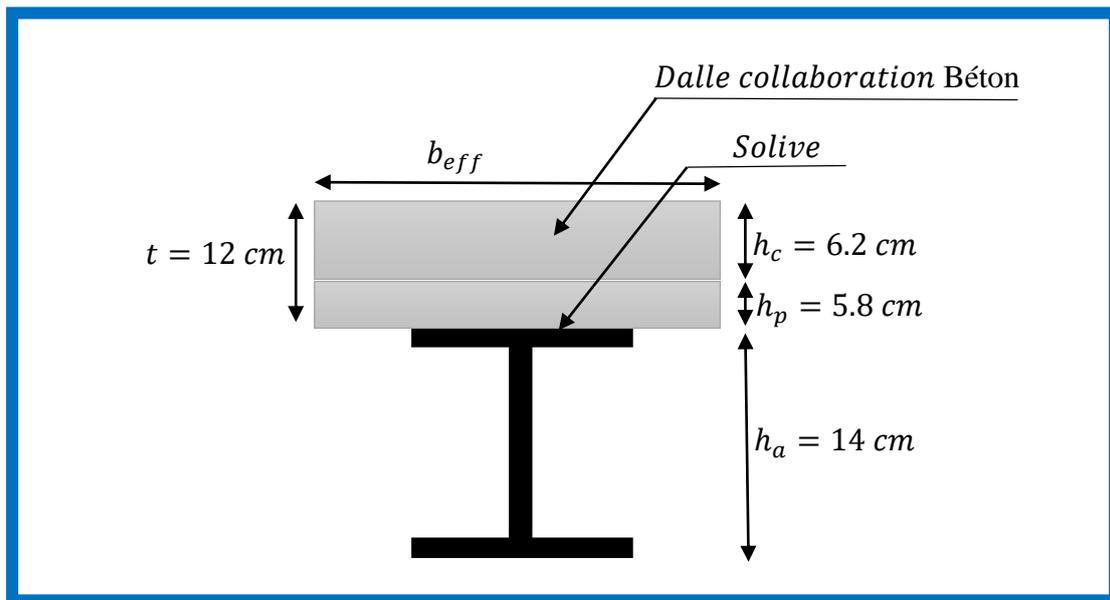


Figure 23 : Largeur effective de la dalle.

➤ **Calcul de la section mixte**

La section mixte est :

$$S = A + \frac{b \times t}{n}$$

A : L'aire de la section de profile.

n : Coefficient équivalente Acier-Béton.

E'c : Le module équivalent du béton.

$$n = \frac{E_a}{E'_c} = \frac{210000}{\frac{30.5 \times 10^3}{2}} = 13.77$$

$$S = 33.4 + \frac{145 \times 7}{13.77} = 90.11 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 62 \times 1450 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 1273.58 \text{ KN}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{16.4 \times 23.5}{1.1} = 350.36 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ Donc l'axe neutre plastique est dans la dalle.

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{350.36}{1450 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5}} = 17.06 \text{ mm}$$

a) Vérification à la résistance

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = \mathbf{63.58 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{24.56 \times 5.8^2}{8} = \mathbf{107.48 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} < M_{rd,pl} \quad \text{condition non vérifiée}$$

On augmente la section du profilé jusqu'à le **IPE200** on trouve les résultats suivants :

- Poids propre de profilé : $G_p = 0.224 \text{ KN/m}$.

- La charge de la dalle : $G = 5.01 \text{ KN/m}^2$ (tableau 4 chapitre 2 p23).

- Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ (tableau 9 chapitre 2 p26).

➤ **Combinaison de charge**

$$\text{ELU : } q_u' = 1.35G_p + [1.35G + 1.5Q] \times e = \mathbf{24.69 \text{ KN/m}}$$

$$\text{ELS : } q_s' = G_p + (G + Q) \times e = \mathbf{17.34 \text{ KN/m}}$$

➤ **Calcul de la section mixte**

La section mixte est :

$$S = A + \frac{b \times t}{n}$$

A : L'aire de la section de profile.

n : Coefficient équivalente Acier-Béton.

E'_c : Le module équivalent du béton.

$$n = \frac{E_a}{E'_c} = \frac{210000}{\frac{30.5 \times 10^3}{2}} = \mathbf{13.77}$$

$$S = 33.4 + \frac{145 \times 12}{13.77} = \mathbf{154.86 \text{ cm}^2}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 62 \times 1450 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = \mathbf{1273.58 \text{ KN}}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{28.5 \times 23.5}{1.1} = \mathbf{608.86 \text{ KN}}$$

$F_c > F_a$ Donc l'axe neutre plastique est dans **la dalle**.

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{608.86}{1450 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5}} = \mathbf{29.64 \text{ mm}}$$

b) Vérification à la résistance

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = \mathbf{124.92 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{24.69 \times 5.8^2}{8} = \mathbf{103.82 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} < M_{rd,pl} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Position de centre de gravité de la section mixte homogène

$$\sum M_{statique}/G = 0$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2 \times s} = \frac{145 \times 12}{13.77} \times \frac{12 + 22}{2 \times 159.76} = \mathbf{13.05 \text{ cm}}$$

d : La distance entre le CDG de la solive et la position de l'axe neutre.

V_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

V_s : Position de la fibre la plus comprimée de béton par rapport à l'axe neutre.

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 13.45 = \mathbf{23.05 \text{ cm}}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{22}{2} + 12 - 13.45 = \mathbf{8.95 \text{ cm}}$$

c) Le moment d'inertie de la section mixte I_m

Le moment d'inertie d'une section mixte est donné par la formule suivante :

$$I_m = I_a + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \times \left(\frac{h+t}{2} - d \right)^2 = \mathbf{9412.82 \text{ cm}^4}$$

d) Contraintes de flexion

➤ Contraintes dans la poutre d'acier

Traction :

$$\delta_{ai} = \frac{M}{I} \times V_i = \frac{103.82 \times 10^{-3}}{9412.82 \times 10^{-8}} \times 23.05 \times 10^{-2} = \mathbf{254.23 \text{ Mpa}}$$

Compression :

$$\delta_{as} = \frac{M}{I} \times (V_i - h) = \frac{103.82 \times 10^{-3}}{9412.82 \times 10^{-8}} \times (23.05 - 20) \times 10^{-2} = \mathbf{33.64 \text{ Mpa}}$$

➤ **Contrainte dans le béton**

Compression (fibre supérieure) :

$$\delta_{bi} = \frac{M}{I \times n} \times V_s = \frac{103.82 \times 10^{-3}}{9412.82 \times 10^{-8} \times 13.77} \times 8.95 \times 10^{-2} = \mathbf{7.17 \text{ Mpa}}$$

Compression (fibre inférieure) :

$$\delta_{bi} = \frac{M}{I \times n} \times (V_i - h) = \frac{103.82 \times 10^{-3}}{9412.82 \times 10^{-8} \times 13.77} \times (23.05 - 20) \times 10^{-2} = \mathbf{2.44 \text{ Mpa}}$$

e) Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

$$A_v = \mathbf{14 \text{ cm}^2}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{24.69 \times 5.8}{2} = \mathbf{71.60 \text{ KN.m}}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 14 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1.1} = \mathbf{172.68 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

f) Vérification de la flèche

$$f_{cal} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 17.34 \times 10^{-2} \times 580^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 11922.75} = \mathbf{1.29 \text{ cm}}$$

$$f_{adm} = \frac{580}{300} = \mathbf{1.93 \text{ cm}}$$

$$f_{cal} < f_{adm} \quad \text{condition vérifiée}$$

g) Contrainte additionnelle de retrait

➤ **Contraintes dues au retrait**

On a :

$$K = \frac{M}{I} = \frac{b \times t \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (b \times t \times I_a) + (b \times t \times A \times \beta_2)}$$

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

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{20 + 12}{2} = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

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

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{2771.8}{33.4 \times 17} = \mathbf{4.26 \text{ cm}}$$

ε : Coefficient du retrait de béton.

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

D'où :

$$K = \frac{145 \times 12 \times 2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 16 \times 28.5}{(13.77 \times 1943.2 \times 28.5) + (145 \times 12 \times 1943.2) + (145 \times 12 \times 28.5 \times 16^2)} = \mathbf{0.198 \text{ N.cm}^{-3}}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène.

$$Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{20}{2} + 4.26 = \mathbf{14.26 \text{ cm}}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène.

$$Y_2 = Y_1 + t = 14.26 + 12 = \mathbf{26.26 \text{ cm}}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = \mathbf{42 \text{ Mpa}}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0.198 \times 142.6 = \mathbf{28.23 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h - Y_1) = 0.198 \times (200 - 142.6) = \mathbf{15.32 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} \times (E_A \times \varepsilon - K \times Y_1) = \frac{1}{13.77} \times (42 - 0.198 \times 142.6) = \mathbf{1 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} \times (E_A \times \varepsilon - K \times Y_2) = \frac{1}{13.77} \times (42 - 0.198 \times 282.3) = \mathbf{-1 \text{ Mpa}}$$

h) Vérification des contraintes

$$\sigma_{as} = 28.23 + 33.64 = \mathbf{61.87 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{ai} = 254.23 + 15.32 = \mathbf{269.55 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bi} = 2.44 + 1 = \mathbf{3.44 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bs} = -1 + 7.17 = \mathbf{6.17 \text{ Mpa}}$$

Donc :

$$\max(\sigma_{as} ; \sigma_{as}) = 269.55 \text{ MPa} < F_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\max(\sigma_{bs} ; \sigma_{bi}) = 6.17 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

On augmente la section du profilé jusqu'à le **IPE220** on trouve les résultats suivants :

Tableau 11 : Les conditions de la phase de construction.

Condition de flèche	$f_{cal} = 1.02 \text{ cm}$ $f_{adm} = 1.93 \text{ cm}$	$f_{cal} < f_{adm}$ Vérifiée
Condition de résistance	$M_{sd} = 104.3 \text{ KN.m}$ $M_{rd} = 151.72 \text{ KN.m}$	$M_{sd} < M_{rd}$ Vérifiée
Condition de cisaillement	$V_{sd} = 71.75 \text{ KN}$ $V_{pl,rd} = 196.74 \text{ KN}$	$V_{sd} < V_{pl,rd}$ Vérifiée
Vérification des contraintes	$\delta_{ai} = 224.4 \text{ MPa}$ $\delta_{as} = 50.12 \text{ MPa}$ $\delta_{bi} = 2.51 \text{ MPa}$ $\delta_{bs} = 5.44 \text{ MPa}$	$M_{max}(\delta_{ai}; \delta_{as}) < 235 \text{ MPa}$ Vérifiée $M_{max}(\delta_{bi}; \delta_{bs}) < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

Donc : On opte un **IPE220** pour les solives étage courante.

Remarque :

Ci-dessous nous présentons des tableaux résumant les résultats des calculs utilisés pour la vérification des sections de profil type 2 (Plancher terrasse), ceci est basé sur les mêmes étapes que celles du plancher commercial.

3.1.4.2 Plancher terrasse (Solive type 2)

❖ **La phase de construction**

➤ **Les charges**

-Poids propre de béton frais : $G_b = 0.12 * 25 = 3 \text{ KN/m}^2$

-Poids propre de la tôle : $G_t = 0.1137 \text{ KN/m}^2$

-Surcharge des ouvrières : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison de charges**

ELU :

$$q_u = [1.35(G_b + G_t) + 1.5Q] \times e = [1.35(3 + 0.1137) + 1.5 \times 1] \times 1.71$$

$$q_u = 9.75 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_s = [(G_b + G_t) + Q] \times e = [(3 + 0.1137) + 1] \times 1.71$$

$$q_s = 7.03 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification de la solive type 2**

Tableau 12 : Les conditions de la phase de construction.

Condition de flèche	$f_{cal} = 0.98 \text{ cm}$ $f_{adm} = 1.45 \text{ cm}$	$f_{cal} < f_{adm}$ Vérifiée
Condition de résistance	$M_{sd} = 10.40 \text{ KN.m}$ $M_{rd} = 12.97 \text{ KN.m}$	$M_{sd} < M_{rd}$ Vérifiée
Condition de cisaillement	$V_{sd} = 14.34 \text{ KN}$ $V_{pl,rd} = 77.71 \text{ KN}$	$V_{sd} < V_{pl,rd}$ Vérifiée

❖ **La phase finale**

➤ **Les charges**

-Poids propre de profilé : $G_p = 0.104 \text{ KN/m}$.

-La charge de la dalle : $G = 6.49 \text{ KN/m}^2$ (tableau 3 chapitre 2 p23).

-Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ (tableau 9 chapitre 2 p26).

➤ **Les combinaisons de charge**

$$G = 1.71 * G + G_{IPE120} = 1.71 * 6.49 + 0.104 = 11.20 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.71 * Q = 1.68 * 1 = 1.71 \text{ KN/m}$$

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 11.20 + 1.5 \times 1.71 = 17.68 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 11.20 + 1.71 = 12.91 \text{ KN/m}$

Tableau 13 : les vérifications de la phase finale.

Condition de résistance	$M_{sd} = 74.34 \text{ KN.m}$ $M_{rd} = 48.82 \text{ KN.m}$	$M_{sd} < M_{rd}$ Non Vérifiée
--------------------------------	--	-----------------------------------

On augmente la section du profilé jusqu'à le **IPE200** on trouve les résultats suivants :

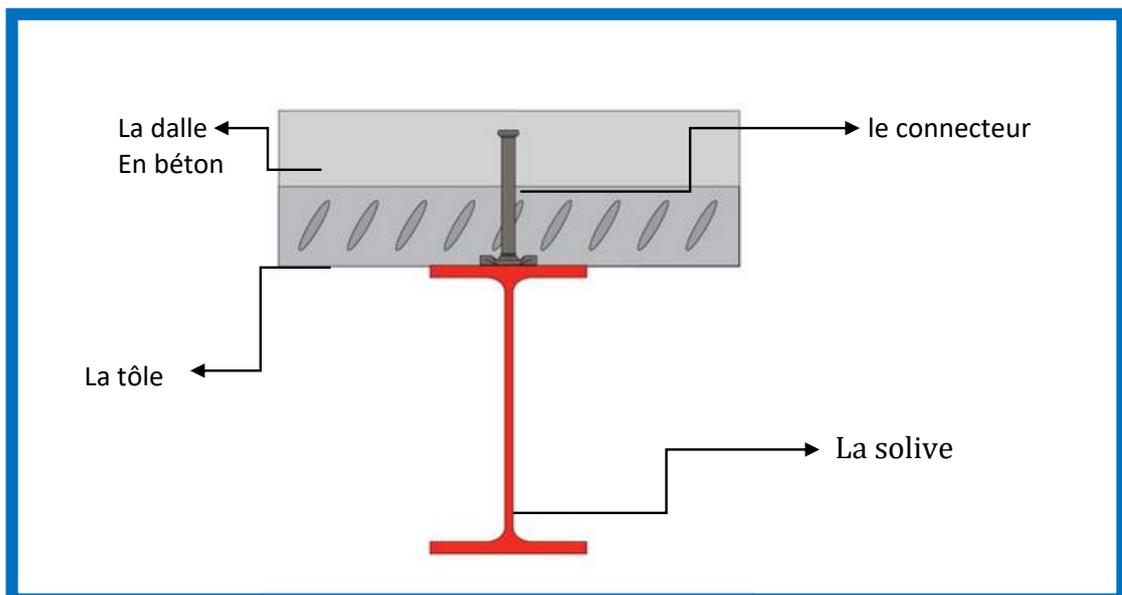
Tableau 14 : les vérifications de la phase finale.

Condition de flèche	$f_{cal} = 0.96 \text{ cm}$ $f_{adm} = 2.9 \text{ cm}$	$f_{cal} < f_{adm}$ Vérifiée
Condition de résistance	$M_{sd} = 75.06 \text{ KN.m}$ $M_{rd} = 124.92 \text{ KN.m}$	$M_{sd} < M_{rd}$ Vérifiée
Condition de cisaillement	$V_{sd} = 54.76 \text{ KN}$ $V_{pl,rd} = 172.68 \text{ KN}$	$V_{sd} < V_{pl,rd}$ Vérifiée
Vérification des contraintes	$\delta_{ai} = 63.66 \text{ MPa}$ $\delta_{as} = 199.48 \text{ MPa}$ $\delta_{bi} = 3.18 \text{ MPa}$ $\delta_{bs} = 3.91 \text{ MPa}$	$M_{max}(\delta_{ai}; \delta_{as}) < 235 \text{ MPa}$ Vérifiée $M_{max}(\delta_{bi}; \delta_{bs}) < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

Donc : On opte un **IPE200** pour les solives terrasse inaccessible.

3.1.5 Dimensionnement de la connexion

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton et la solive. Ils doivent être capable de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

**Figure 24** : vue de la connections de plancher mixte.

3.1.5.1 Les avantages de l'utilisation des goujons

- Facilité de pose ;
- Rapidité d'exécution ;
- Economie ;
- Bonne résistance au glissement ;
- Les têtes des goujons s'opposent au soulèvement de la dalle.

3.1.5.2 Calcul des connecteurs

Le comportement ductile est satisfaisant pour des goujons à tête on respectant les conditions suivantes :

$$h \geq 4 \times d \quad \text{et} \quad 16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$$

On choisit donc des goujons avec les caractéristiques géométriques et mécaniques suivantes :

- Diamètre du fut goujon $d = 19 \text{ mm}$
- Hauteur hors-tout du goujon $h = 80 \text{ mm}$
- La résistance ultime en traction spécifiée
- du matériau du goujon $f_u = 400 \text{ N/mm}^2$
- La limite d'élasticité $f_y = 235 \text{ Mpa}$

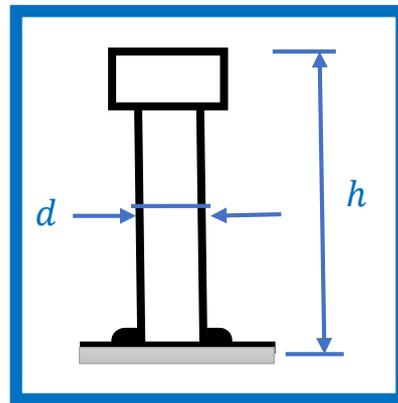


Figure 25 : Dimension du goujon à tête.

➤ Résistance des connecteurs au cisaillement

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète. La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par :

$$p_{rd} = \min (p_{rd1}; p_{rd2})$$

Avec :

p_{rd1} : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.

p_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$p_{rd1} = \frac{0.8 \times f_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}$$

$$p_{rd2} = \frac{0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

γ_v : Facteur partiel de sécurité égale à 1.25 à L'ELU

$$\alpha : \text{Facteur de correction} \quad \begin{cases} \alpha = 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.25 \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$E_{cm} = 30.5 \text{ KN/mm}^2 \text{ (Tiré du Tableau 3.2.EC04)}$$

$$f_{c28} : \text{Résistance caractéristique du béton à 28 jours } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$P_{rd1} = \frac{0.8 \times 400 \times 3.14 \times 19^2}{4 \times 1.25} = 72.546 \text{ KN}$$

$$\frac{h}{d} = 4.2 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd2} = \frac{0.29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 73.133 \text{ KN}$$

Donc : La résistance au cisaillement d'un seul goujon est : $p_{rd} = 72.546 \text{ KN}$

L'effort total de cisaillement longitudinal :

Il est donné par :

$$V_l = F_{cf} = \min\left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; \frac{0.85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c}\right) \text{ (L'EC4 l'art6.5)}$$

Avec :

A_a : L'aire de l'élément structural en acier.

A_c : L'aire de la section efficace de béton.

$$A_c = b_{eff} \times h_c$$

$$V_{lf} = F_{cf} = \min\left(\frac{33.4 \times 23.5}{1.1}; \frac{0.85 \times 1450 \times 62 \times 25}{1.5}\right)$$

$$V_{lf} = F_{cf} = \min(713.54 \text{ KN}; 1273.58 \text{ KN})$$

Donc :

$$V_{lf} = F_{cf} = 713.54 \text{ KN}$$

Le nombre de goujons :

$$N_f = \frac{V_{lf}}{p_{rd}} = \frac{713.54}{72.54} = 9.83 \approx 10 \text{ goujons}$$

Le nombre de goujons sur la longueur critique :

$$(L_{cr} = \frac{L}{2} = 2.9 \text{ m}) \rightarrow \text{Est égale à 10 goujons}$$

Sur la longueur totale de 5.8 m $\rightarrow N_{tot} = 20$ goujons

$$5 \text{ m} < L = 5.8 \text{ m} < 25 \text{ m}$$

$$\frac{N}{N_f} = \frac{10}{9.83} = \mathbf{1.017} > 0.25 + 0.03 \times 5.8 = \mathbf{0.424}$$

[Condition vérifiée Ec . 4 . tr. 6.2]

L'espacement :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{290}{10} = \mathbf{29 \text{ cm}}$$

On adopte donc **20 goujons** pour chaque solive avec un espacement de **29 cm** entre deux goujons successifs.

❖ Vérification des soudures :

On doit vérifier que les cordons de soudure sont capables de reprendre l'effort de cisaillement, c'est-à-dire :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} = \alpha \times l_x \times \frac{F_u}{\sqrt{3} \times \beta_\omega \times \gamma_{M\omega}}$$

F_{wrd} : Résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement.

β_ω : Facteur de corrélation approprié.

$\gamma_{M\omega}$: Coefficient partiel de sécurité.

F_u : Valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des Parties assemblées.

α : la gorge.

l : Longueur du cordon de soudure circulaire.

Fe400 :

$$\beta_\omega = 0.8 \quad ; \quad \gamma_{M\omega} = 1.25$$

$$F_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \min(d ; t_f) = \min(19 ; 9.2) = 9.2 \text{ mm}$$

$$l = \pi \times d = 59.66 \text{ mm}$$

Donc

$$F_{wrd} = 9.2 \times 59.66 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = \mathbf{126.75 \text{ KN}}$$

L'effort sollicitant

$$F_{sd} = \frac{V_l}{N_f} = \frac{713.54}{10} = \mathbf{71.354 \text{ KN}}$$

$$F_{sd} = 71.354 \text{ KN} < F_{wrđ} = 126.75 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.1.6 Ferrailage de la dalle du plancher

La dalle est une surface horizontale, supportant des charges verticales concentrées ou réparties. Pour notre cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont perpendiculaire aux solives.

Largueur : $l_x = 1.45 \text{ m}$

Longueur : $l_y = 5.8 \text{ m}$

Epaisseur : $e = 12 \text{ cm}$

Le rapport de dimension :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.45}{5.8} = \mathbf{0.25} < 0.4$$

On néglige la flexion longitudinale. Donc la flexion est suivant la petite dimension L_x .

Le calcul se fait pour une bonde de longueur de **1.45 m** et de porte **$L_x=1 \text{ m}$** .

➤ Charges et surcharges

• La charge permanente

Poids propre de béton : $G_b = 25 \times 12 = 3 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du mur (cloison + plâtre) : $G_m = 1 + 0.1 = 1.1 \text{ KN/m}^2$

Carrelage + mortier de pose : $G_c = 0.4 + 0.4 = 0.8 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G = 4.9 \text{ KN/m}^2}$$

• La charge d'exploitation

$$\mathbf{Q = 5 \text{ KN/m}^2}$$

➤ Combinaisons des charges

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.9 + 1.5 \times 5 = \mathbf{14.12 \text{ KN/m}^2}$

ELS : $q_s = G + Q = 4.9 + 5 = \mathbf{9.9 \text{ KN/m}^2}$

On prendra le moment :

-En appui : $M_a = \mathbf{0.5M_0}$

-En travée : $M_t = \mathbf{0.75M_0}$

Avec M_0 est le moment isostatique tel que :

$$M_0 = \frac{q \times l_x^2}{8}$$

Le calcul de section des armatures se fait à l'ELU :

$$M_0 = \frac{14.12 \times 1^2}{8} = 1.77 \text{ KN.m}$$

Ce qui donne :

$$M_a = 0.5 \times 1.77 = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 1.77 = 1.33 \text{ KN.m}$$

Alors on a 2 sections à calculer l'une au niveau de travée et l'autre au niveau de l'appui.

3.1.6.1 Détermination de la section d'armatures

➤ 1^{er} Section (travée)

$$M_t = 1.33 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.1 \text{ m} ; e = 2 \text{ cm} ; d = h - e = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$u_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.009 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 9.95 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{1.33 \times 10^{-3}}{9.95 \times 10^{-2} \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

• 2^{ème} Section (appui)

$$M_a = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.006 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.07$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{0.89 \times 10^{-3}}{10 \times 10^{-2} \times 348} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2/\text{m}_1}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \mathbf{1.21 \text{ cm}^2/\text{m}_1}$$

Dans les deux cas la section d'armature trouvée est faible et la condition de non fragilité est déterminante.

- **Les armatures de répartition**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \mathbf{0.3 \text{ cm}^2}$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treille soudé Ø6 dont les dimensions des mailles sont égales à **20cm** dans les deux sens.

3.2 Les sommiers

3.2.1 La poutre principale

a) **Caractéristique du plancher courant :**

$$L = 12 \text{ m}$$

$$\text{Entre axe des sommiers : } e_{\text{sommier}} = \mathbf{11.925 \text{ m}}$$

$$\text{Entre axe des solives : } e_{\text{solives}} = \mathbf{1.71 \text{ m}}$$

$$\mathbf{G = 5.01 \text{ kn/m}^2 ; Q = 5 \text{ kn/m}^2}$$

$$\text{Poids de la solive : } G_{\text{solives}} = \mathbf{0.262 \text{ kn/m}^2}$$

$$\mathbf{P_{\text{solive}} = G_{\text{solives}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0.262 \times 11.925 = 312 \text{ KN}}$$

Le chargement reparti des charges concentrées est :

$$P'_{\text{solive}} = \frac{P_{\text{solive}}}{e_{\text{solives}}} \times n_s = \frac{3.12}{1.71} \times 6 = \mathbf{10.95 \text{ kn/m}}$$

b) **Vérification de la flèche**

Remarque : on adopte un étaielement à mi- travée.

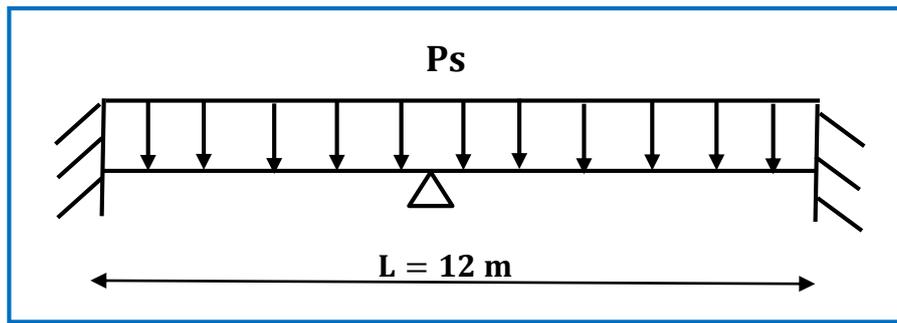


Figure 26 : Schéma statique d'un sommier.

➤ **Combinaison de charges :**

$$P_s = (G + Q) \times e_{\text{sommier}} + P'_{\text{solive}}$$

$$P_s = (5.01 + 5) \times 11.925 + 10.95 = \mathbf{130.32 \text{ kn/m}}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq 250 \times \frac{130.32 \times 600^3}{384 \times 21 \times 10^5} = \mathbf{8726.78 \text{ cm}^4}$$

On choisit un HEB240 avec un $I_y = \mathbf{8726.78 \text{ cm}^4}$

➤ **Classe de la section**

⇒ **La semelle**

$$\frac{b}{2 \times t_f} = \frac{240}{2 \times 17} = 7.05 < 10\varepsilon \rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

⇒ **Ame fléchie**

$$d = 164 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 16.4 < 33\varepsilon \rightarrow \text{l'ame est de classe 1}$$

La section globale étant de **classe 1**.

Réification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :

$$P' = p_s + g_p = 130.32 + 0.832 = \mathbf{131.15 \text{ kn/m}}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{1.3115 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 11259.3} \leq f_{\text{adm}} = \frac{600}{250}$$

$$f_{\text{cal}} = 1.87 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 2.4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de la résistance

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

$$P_u = 1.35(5.01 \times 11.925 + 0.832 + 10.95) + 1.5 \times 5 \times 11.925$$

$$P_u = 186 \text{ kn/m}$$

➤ En travée :

$$M_{\text{sd}} = \frac{l^2 P_u}{24} = \frac{186 \times 6^2}{24} = \mathbf{279 \text{ kn.m}}$$

➤ En appuis :

$$M_{\text{sd}} = -\frac{l^2 P_u}{12} = -\frac{186 \times 6^2}{12} = \mathbf{-558 \text{ kn.m}}$$

➤ Le moment résistant plastique :

$$M_{\text{plrd}} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1053.1 \times 10^{-6} \times 2.35 \times 10^5}{1.1} = \mathbf{224.98 \text{ kn.m}}$$

$M_{\text{sd}} = 279 \text{ kn.m} \leq M_{\text{plrd}} = \mathbf{224.98 \text{ kn.m}}$ La résistance n'est pas vérifiée en travée.

$M_{\text{sd}} = |-558| \text{ kn.m} \leq M_{\text{plrd}} = \mathbf{224.98 \text{ kn.m}}$ La résistance n'est pas vérifiée en appuis.

Il faut augmenter la section du profilé.

En augmente jusqu'à le HEB360 :

$$G_p = 1.418 \text{ kn/m}$$

$$P' = 130.32 + 1.418 = 131.74 \text{ kn/m}$$

$$P_u = 1.35(5.01 \times 11.925 + 1.418 + 10.95) + 1.5 \times 5 \times 11.125 = \mathbf{186.79 \text{ kn/m}}$$

➤ Résistance en travées :

$$M_{\text{sd}} = \frac{l^2 P_u}{24} = \frac{186.79 \times 6^2}{24} = \mathbf{280.18 \text{ kn.m}}$$

➤ Résistance en appuis :

$$M_{\text{sd}} = -\frac{l^2 P_u}{12} = -\frac{186.79 \times 6^2}{12} = \mathbf{-560.37 \text{ kn.m}}$$

➤ Le moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2683 \times 10^{-6} \times 2.35 \times 10^5}{1.1} = \mathbf{573.19 \text{ kn.m}}$$

$M_{sd} = 280.18 \text{ kn.m} \leq M_{plrd} = \mathbf{573.19 \text{ kn.m}}$ La résistance est vérifiée en travée.

$M_{sd} = |-560.37| \text{ kn.m} \leq M_{plrd} = \mathbf{573.19 \text{ kn.m}}$ La résistance est vérifiée en appuis.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 6060}{\sqrt{3} \times 1} = \mathbf{822.20 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{186.79 \times 6}{2} = \mathbf{560.37 \text{ KN.m}}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = \mathbf{560.37 \text{ kn}} \leq \mathbf{0.5V_{plrd} = 411.1 \text{ kn}}$$

Il y a l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

→ On adopte des raidisseurs pour renforcer la poutre au niveau des appuis.

3.2.2 La poutre secondaire

a) **Caractéristique du plancher courant :**

$$L = 5.8 \text{ m}$$

$$\text{Entre axe des solives : } e_{\text{poutre secondaire}} = \mathbf{1.71 \text{ m}}$$

$$G = \mathbf{5.01 \text{ kn/m}^2} ; Q = \mathbf{5 \text{ kn/m}^2}$$

$$G_{\text{mur}} = \mathbf{2.6 \times 5 = 13 \text{ kn/m}}$$

b) **Vérification de la flèche**

➤ **Combinaison de charges :**

$$P_s = (G + Q) \times e_{\text{p secondaire}} + G_{\text{mur}}$$

$$P_s = (5.01 + 5) \times 1.71 + 13 = \mathbf{30.12 \text{ kn/m}}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq 250 \times \frac{30.12 \times 600^3}{384 \times 21 \times 10^5} = \mathbf{1821.92 \text{ cm}^4}$$

On choisit un HE180 avec un $I_y = \mathbf{2510.3 \text{ cm}^4}$.

➤ **Classe de la section**

⇒ **La semelle**

$$\frac{b}{2 \times t_f} = \frac{180}{2 \times 9.5} = 9.47 < 10\varepsilon \rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

⇒ **Ame fléchie**

$$d = 122 \text{ mm}$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 20 < 33\varepsilon \rightarrow \text{l'ame est de classe 1}$$

La section globale étant de **classe 1**.

Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :

$$P' = p_s + g_p = 30.12 + 0.355 = \mathbf{30.47 \text{ kn/m}}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{0.3047 \times 580^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2510.3} \leq f_{\text{adm}} = \frac{580}{250}$$

$$f_{\text{cal}} = 1.7 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 2.32 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de la résistance

$$P_u = 1.35(G + e_{\text{sommier}} + g_p + G_m) + 1.5Q \times e_p \text{ secondaire}$$

$$P_u = 1.35(5.01 \times 1.71 + 0.355 + 13) + 1.5 \times 5 \times 1.71 = 42.42 \text{ kn/m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{\text{sd}} = \frac{l^2 P_u}{24} = \frac{42.42 \times 5.8^2}{24} = \mathbf{59.46 \text{ kn.m}}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{\text{sd}} = -\frac{l^2 P_u}{12} = -\frac{42.42 \times 5.8^2}{12} = \mathbf{-118.92 \text{ kn.m}}$$

➤ **Le moment résistant plastique :**

$$M_{\text{plrd}} = \frac{W_{\text{pl}} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{324.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = \mathbf{69.41 \text{ kn.m}}$$

$M_{\text{sd}} = 59.46 \text{ kn.m} \leq M_{\text{plrd}} = 69.41 \text{ kn.m}$ La résistance est vérifiée en travée.

$M_{\text{sd}} = |-118.92| \text{ kn.m} \leq M_{\text{plrd}} = 69.41 \text{ kn.m}$ La résistance n'est pas vérifiée en appuis.

On adopte des jarrets au niveau des appuis pour augmenter la résistance du profilé.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{1450 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1} = \mathbf{196.73 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{42.42 \times 5.8}{2} = \mathbf{123.02 \text{ KN.m}}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 123.02 \text{ kn} \leq 0.5V_{plrd} = 98.36 \text{ kn}$$

→ On adopte des raidisseurs pour renforcer la poutre au niveau des appuis.

3.3 Etude d'Acrotère

➤ Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au plancher terrasse, il assure l'étanchéité contre toute chute. Il est considéré comme une console soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1 ml de longueur. La fissuration est préjudiciable, les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

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

$$b = 100\text{cm}, h = 10\text{cm}, d = 8\text{cm}.$$

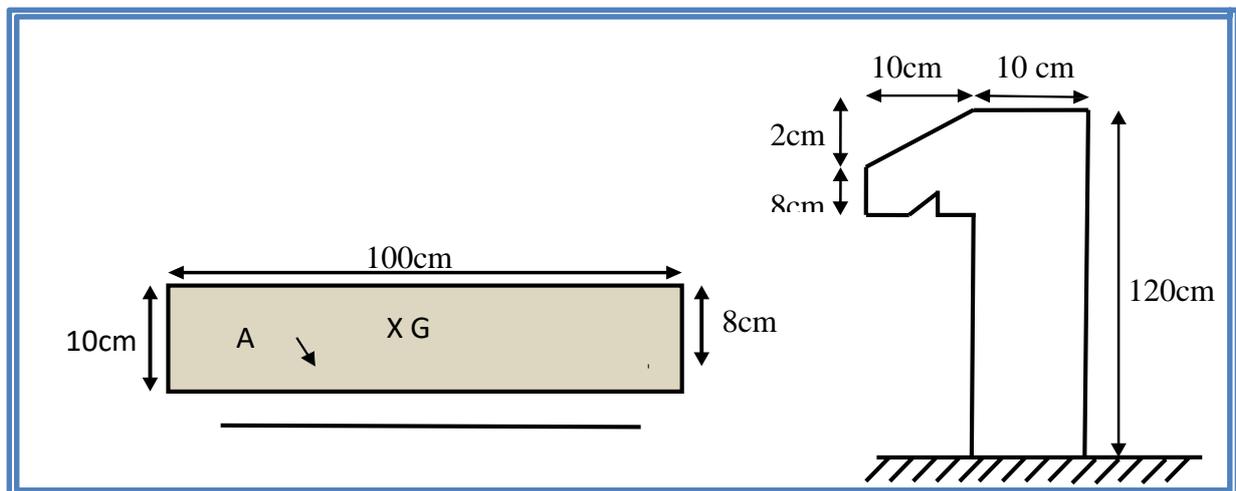


Figure 27 : Schéma statique et la section de calcul de l'acrotère.

3.3.1 Evaluation des charges et surcharges

➤ Poids propre de l'acrotère :

- La surface : $(0.08 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1/2) + (1.2 \times 0.1) = \mathbf{0.129m^2}$

- Le poids propre de l'acrotère :

$$G_0 = \gamma_b \times S = 25 \times 0.129 = \mathbf{3.225 \text{ KN/m}}$$

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

$$G_1 = (18 \times 0.015 \times 1.2) * 2 = \mathbf{0.648 \text{ KN/m}}$$

Le poids total estimé est :

$$G = G_0 + G_1 = \mathbf{3.873 \text{ KN/m}}$$

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 :

$$\mathbf{F_p = 4. A. C_p. W_p}$$

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 (Iryahen).

A : 0.15

C_p : 0.8 (Tableau 6.1) RPA

W_p : 3.873 KN/m

$F_p : 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.873 = \mathbf{1.86 \text{ KN/m}}$

$$\mathbf{F_p = 1.86 \text{ KN/m}}$$

3.3.2 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.

$$G = 3.873 \text{ KN/m}$$

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

$$F_p = 1.86 \text{ KN/m}$$

3.3.3 Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = \frac{[120 \times 10 \times \frac{120}{2}] + [10 \times 8 \times (\frac{8}{2} + 110)] + [\frac{10 \times 2}{2} \times (\frac{10}{3} + 10)]}{120 \times 10 + 8 \times 10 + 10 \times \frac{2}{2}}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{[120 \times 10 \times \frac{120}{2}] + [10 \times 8 \times (\frac{8}{2} + 110)] + [\frac{10 \times 2}{2} \times (\frac{2}{3} + 118)]}{1200 + 80 + 10}$$

$$X_G = 5.68 \text{ cm}$$

$$Y_G = 63.8 \text{ cm}$$

b) Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 3.873 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad M_Q = 1 \times 1.2 = 1.2 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1.86 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad M_{FP} = 1.86 \times 63.8 = 1.19 \text{ KN.m}$$

c) Les combinaisons

ELU :

$$\text{Effort normal de compression : } N = 1.35G + 1.5Q = 5.23 \text{ KN}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M = 1.5M_Q = 1.8 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\text{Effort normal de compression : } N = G + Q = 3.873 \text{ KN}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M = M_Q = 1.2 \text{ KN.m}$$

RPA :

$$\text{Effort normal de compression :}$$

$$N = G + Q + E = 3.873 \text{ KN}$$

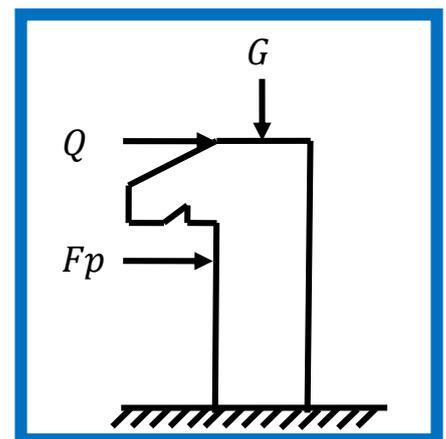
$$\text{Moment fléchissant : } M = M_Q + M_{FP} = 2.39 \text{ KN.m}$$

d) Position du centre de pression

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.8}{5.23} = 0.34 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1.2}{6} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e_1 > \frac{h}{6} \quad \rightarrow \quad \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$



Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment :

$$\mathbf{M_u} = \mathbf{N_u} \times \mathbf{e}$$

D'après le **BAEL** la section est soumise à un effort normal composé due à 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 ».

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

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles.

$$e_a = \max\left(\frac{h}{250}; 2 \text{ cm}\right) \longrightarrow e_a = \mathbf{0.02 \text{ m}}$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.2} = 0$$

$$l_f = 2 \times h = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e_2 = 3 \times 2.42 \times \frac{2}{10^4 \times 0.1} = 3.45 \text{ cm}$$

$$e = 0.34 + 0.02 + 3.45 \times 10^{-2} = \mathbf{39.45 \text{ cm}}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$\mathbf{N_u = 5.23 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{M_u = N_u \times e = 2.06 \text{ KN.m}}$$

3.3.4 Ferrailage

L'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 :

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

$$M_{ua} = 2.06 + 5.23 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = \mathbf{2.217 \text{ KN.m}}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2.217 \times 10^{-2}}{14.2 \times 1 \times 0.08^2} = \mathbf{0.024}$$

$$U_{bu} = 0.024 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$U_{bu} = 0.024 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}})$$

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

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{2.217 \times 10^{-2}}{0.079 \times 348} = \mathbf{0.806 \text{ cm}^2}$$

Revenant à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.806 - \frac{5.23 \times 10^{-3}}{348} = \mathbf{0.806 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

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

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

$A_{\min} > A_{\text{cal}} \rightarrow$ On ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : } \mathbf{4HA8}$$

➤ **Espacement :**

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \rightarrow S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$\text{Armature secondaires : } S_t \leq \frac{120}{4} = 30 \rightarrow S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification au cisaillement << ELU >>**

$$\text{FN} \rightarrow \mathcal{T}_{\text{adm}} = \min(0.15f_{c28} ; 4\text{MPa}) = \mathbf{3.75 \text{ MPa}}$$

$$V_u = 1.5(Q + F_p) = 1.5(1 + 3.098) = \mathbf{6.147 \text{ KN}}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{6.147 \times 10^{-3}}{0.08 \times 1} = \mathbf{0.077 \text{ MPa}}$$

$\mathcal{T}_u < \mathcal{T}_{\text{adm}} \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification d'adhérence**

On doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathcal{T}_{se} < \overline{\mathcal{T}_{se}}$$

$$\text{On a : } \mathcal{T}_{se} = \frac{T}{0.9d\Sigma N_i} \quad \text{(RPA99/2003 Art A.6.13)}$$

\mathcal{T}_{se} : Contrainte d'adhérence qui mesurée la liaison entre une armature et le béton.

Σ_{Ni} : La somme des périmètres des barres.

$$\Sigma_{Ni} = n. \pi. \varnothing \times 0.8 = \mathbf{10.05 \text{ cm}}$$

Donc :

$$\mathcal{T}_{se} = \frac{6.147 \times 10^{-2}}{0.9 \times 0.08 \times 10.05 \times 10^{-2}} = \mathbf{0.849 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\mathcal{T}}_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28}$$

Ψ : coefficient de scellement. $\Psi = 1.5$

$$\overline{\mathcal{T}}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$\mathcal{T}_{se} < \overline{\mathcal{T}}_{se} \rightarrow$ pas de risque à l'adhérence

ELS :

➤ **Vérification des contraintes**

Position du centre de pression

$$c = d - e_A$$

e_A : Distance du centre de pression 'c' à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$e_A = \frac{1.2}{3.873} = 0.309 \text{ m}$$

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

$e_A > \frac{h}{6} + N$ Compression : La section est
Partiellement comprimée

$$C = 0.08 - 0.309 = -0.229 \text{ m} = \mathbf{-22.9 \text{ cm}}$$

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

$y_c^2 + p y_c + q = 0 \dots \dots (1)$ C'est une équation de 3ème degré en y_c .

Avec :

$$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b} (c - d) + \frac{90A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^2 - \frac{90A'}{b} (c - d)^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0$$

$$P = -3 \times (-22.9)^2 + \frac{90 \times 2.01}{100} (8 + 22.9) = -1573.17 \text{ cm}^2$$

$$q = -2 \times (-22.9)^2 + \frac{90 \times 2.01}{100} (8 + 22.9)^2 = 22290.07 \text{ cm}^2$$

Résolution de l'équation (1) :

$$y_c^3 - 1573.17y_c + 22290.07 = 0$$

$$\text{On calcul } \Delta : \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$$

$$\Delta = 22290.07^2 + \frac{4 \times (-1573.17)^3}{27} = -79950047.7$$

→ 3 racines réelles

$$\cos\varphi = \left(\frac{3q}{2P}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{P}} \rightarrow \cos\varphi = 158.125^\circ$$

$$\alpha = 2 \times \sqrt{\frac{-P}{3}} = 45.799$$

Les racines sont :

$$y_{c1} = \alpha \cdot \cos\frac{\varphi}{3} = 45.799 \times \cos\frac{158.125}{3} = 27.748 \text{ cm}$$

$$y_{c2} = \alpha \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -45.428 \text{ cm}$$

$$y_{c3} = \alpha \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 17.68 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui a un sens physique :

N (compression) : $y = y_c + c$ avec $0 < y = y_c + c < h$

$$y_{c1} + c = 4.848 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$y_{c2} + c = -68.328 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée.} \quad \Rightarrow \quad y_c = 27.748 \text{ cm}$$

$$y_{c3} + c = -5.22 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée.}$$

Ce qui donne : $y_{\text{ser}} = 4.848 \text{ cm}$

➤ **Calcul des contraintes**

$$I = \frac{b \times y_{\text{ser}}^3}{3} + 15 A' (y_{\text{ser}} - d)^2 + 15 A (d - y_{\text{ser}})^2 ; \quad A' = 0$$

$$I = \frac{100 \times 4.848^3}{3} + 15 \times 2.01 (8 - 4.848)^2 \rightarrow I = 4097.64 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{3.873}{4097.64} \times 4.848 = 4.58 \times 10^{-3} \text{ KN/cm}^3$$

a) **Pour le béton**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = k \times y_{ser} = 4.58 \times 10^{-3} \times 4.848 = \mathbf{0.22 \text{ KN/cm}^2}$$

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

Donc :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Pour l'acier

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_{c1} - c) = 2.16 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable (élément qui exposé aux intempéries) :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Schémas de ferrailage d'acrotère est donné dans l'annexe2**

3.4 Étude des escaliers

➤ Introduction

Un 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 et la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur contre marche (h).

L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place supporté par des profilés métalliques.

La construction à étudier a un seul type d'escalier, il se compose de deux volées liées à un palier de repos. Ce dernier se compose d'une solive **IPE** encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé **UPN**, des marches et une paillasse en béton armé et de tôle striée.

Les deux figures suivantes montrent une vue en plan ainsi qu'une coupe de notre escalier.

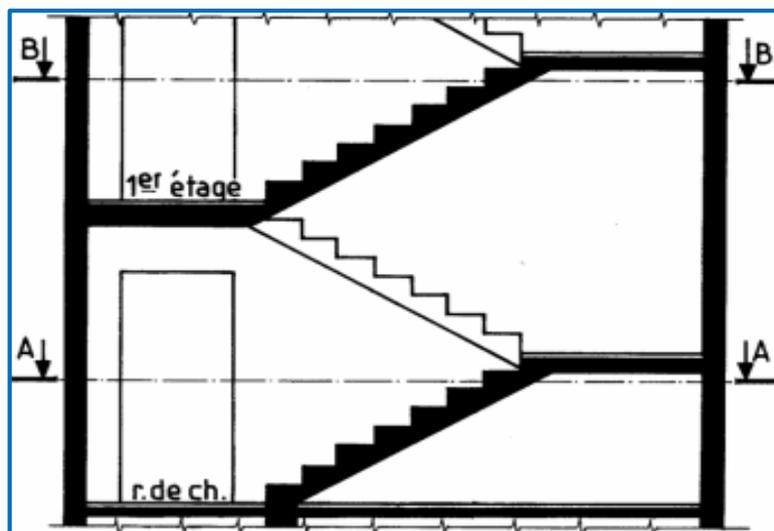


Figure 28 : Vue des escaliers.

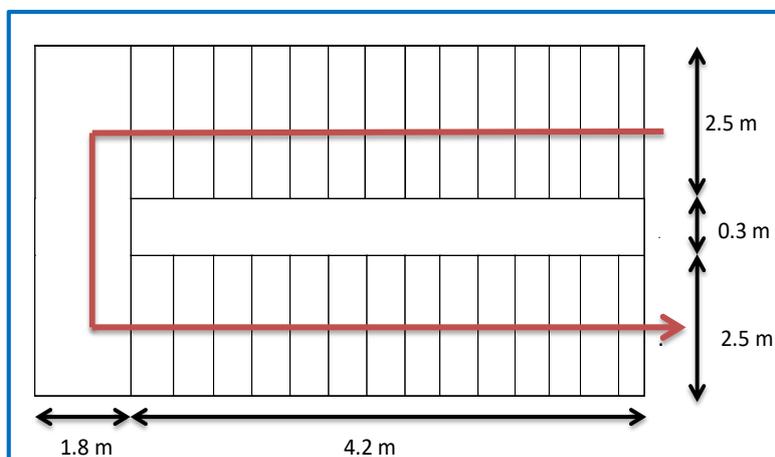


Figure 29 : Vue en plan de l'escalier.

3.4.1 Pré dimensionnement de l'escalier

Palier : plan horizontal plus large que les marches courantes. Deux paliers consécutifs délimitent une volée d'escalier. Si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment, on parle de palier d'arrivée (ou palier de départ). Sinon, il s'agit d'un palier intermédiaire (Ou palier de repos).

Volée : ensemble de marches successives, compris entre deux paliers (quelle que soit la nature du palier).

3.4.1.1 Calcul des éléments de l'escalier

Les hauteurs des étages du bâtiment sont identiques, pour cela l'étude se fera pour un seul étage.

a) Calcul du nombre de contremarches et de marches

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de **BLONDEL**.

$$60\text{cm} \leq g + h \leq 64\text{cm}$$

Contremarche : face verticale reliant, quand elle existe, deux marches successives.

Marche : surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.

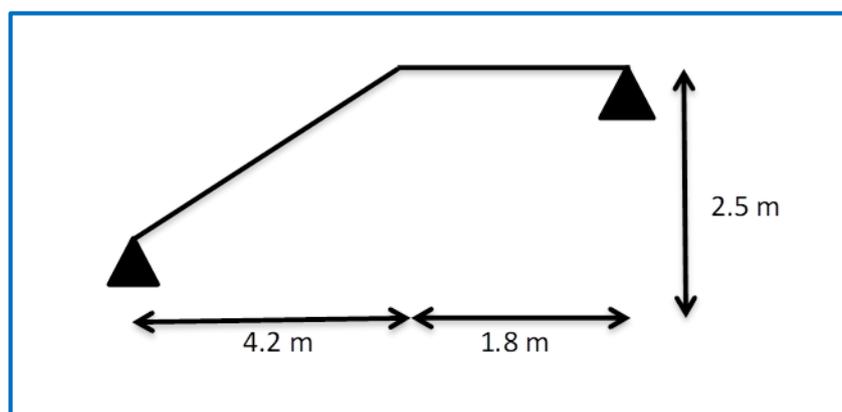


Figure 30 : Schéma de l'escalier.

h : Hauteur d'une contremarche $\rightarrow 16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$$h = \frac{H}{n}$$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 250/17 = 14.7$ **[15 contres marches]**

-Le nombre de marche est $(n- 1) = 14$ marches

g : Largueur d'une marche

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

$$60 \leq g + 2h \leq 65$$

$$60 \leq g + 2 \times 17 \leq 65 \quad \rightarrow \quad 26 \leq g \leq 31$$

On prend $g = 30\text{cm}$

b) Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{h}{g} = \tan^{-1} \frac{17}{30} = 29.54^\circ$$

c) Epaisseur de la paillasse (e)

Prenant compte des recommandations du BAEL91, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{Avec : } L = \sqrt{L_0^2 + L_p^2} = 4.88 \text{ m}$$

L_p : Longueur du palier.

L_0 : Longueur projetée de la volée.

$$\frac{L}{30} = \frac{488}{30} = 16.26 \text{ cm} \quad e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{488}{20} = 24.4 \text{ cm}$$

Soit $e_p = 12 \text{ cm}$.

d) Charge et surcharge

Tableau 15 : charge et surcharge d'escalier.

	$G \text{ [KN/m}^2\text{]}$	$Q \text{ [KN/m}^2\text{]}$
La volée	6.69	5
Le palier	4.41	5

Les combinaisons

$$\text{ELU : } q_u^v = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1\text{ml} = 16.53 \text{ KN/m}$$

$$q_u^p = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1\text{ml} = 13.45 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s^v = (G_v + Q_v) \times 1\text{ml} = 11.69 \text{ KN/m}$$

$$q_s^p = (G_p + Q_p) \times 1\text{ml} = 9.41 \text{ KN/m}$$

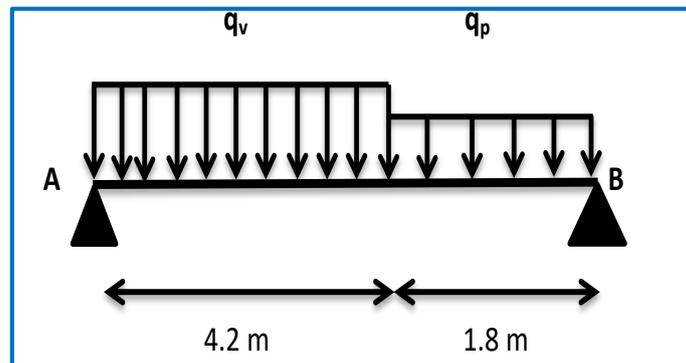


Figure 31 : Schéma statique de l'escalier.

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_v \times 4.2 - q_p \times 1.8 = 0$$

$$R_A + R_B - 16.53 \times 4.2 - 13.45 \times 1.8 = 0$$

$$R_A + R_B = 93.64 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -6 \times R_B + 16.53 \times 4.2 \times 2.1 + 13.45 \times 1.8 \times (4.2 + 0.9) = 0$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} R_B = 44.88 \text{ KN} \\ R_A = 48.76 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments et efforts tranchants**

La poutre étudiée est isostatique (repose sur deux appuis), donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

A L'ELU

- **Tronçon 1 :** $0 \leq x \leq 4.2 \text{ m}$

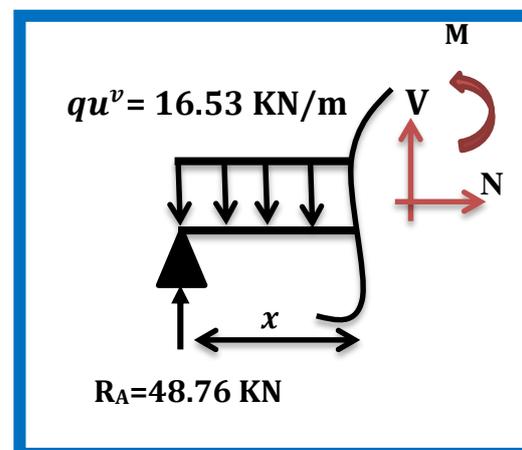
$$\sum F/y = 0 \rightarrow V = 16.53x - 48.76$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M = 48.76x - 16.53 \frac{x^2}{2}$$

Nous aurons donc :

$$x = 0 \text{ m } \begin{cases} V(0) = -48.76 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 4.2 \text{ m } \begin{cases} V(4.2) = 20.67 \text{ KN} \\ M(4.2) = 59 \text{ KN} \end{cases}$$



- **Tronçon 2** $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

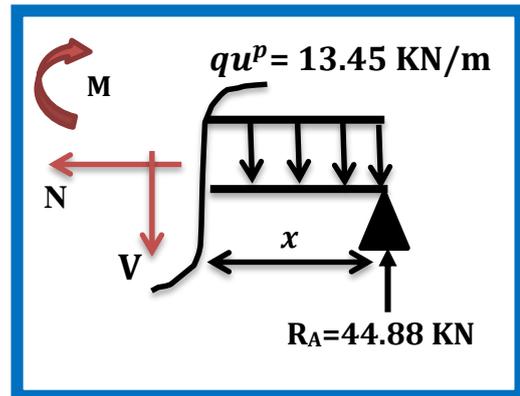
$$\sum F_y = 0 \rightarrow V = 44.88 - 13.45x$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow M = 44.88x - 13.45 \frac{x^2}{2}$$

Nous aurons donc :

$$x = 0 \text{ m} \begin{cases} V(0) = 44.88 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1.8 \text{ m} \begin{cases} V(1.8) = 20.67 \text{ KN} \\ M(1.8) = 59 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Calcul du moment max**

$$M_{\max} = M(x) = \frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow \frac{d(44.88x - 13.45 \frac{x^2}{2})}{dx} = 44.88 - 13.45x = 0$$

$$x = 3.34 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = 74.88 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments corrigés**

- **En Travée :** $Mt^u = 0.85M_{\max} = 63.65 \text{ KN.m}$

- **En appuis :** $Ma^u = -0.5M_{\max} = -37.44 \text{ KN.m}$

A L'ELS

Le calcul à l'ELS est similaire à celui de l'ELU, en remplaçant seulement les charges et surcharges par celles à l'ELS.

$$\text{On aura donc pour } \begin{cases} q_s^v = 11.69 \text{ KN/m} \\ q_s^p = 9.41 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Les réactions d'appuis**

$$R_A = 34.66 \text{ KN}$$

$$R_B = 31.46 \text{ KN}$$

- **Les moments et efforts tranchants**

Tableau 16 : Calcul de la variation des efforts tranchants et moments fléchissant de l'escalier à l'ELS.

X (m)	0 ≤ x ≤ 4.2 m		0 ≤ x ≤ 1.8 m	
	0	4.2	1.8	0
M (x) → KN.m	0	41.63	41.38	0
V (x) → KN	-34.46	14.64	14.52	31.46

$$M_{\max} = M(x)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow \frac{d(31.46x - 9.41\frac{x^2}{2})}{dx} = 31.46 - 9.41x = 0$$

$$x = 3.34 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = 52.59 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

- **En travée :** $M_t^s = 0.85M_{\max} = 44.70 \text{ KN.m}$
- **En appuis :** $M_a^s = -0.5M_{\max} = -26.29 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul du ferrailage**

- **Sollicitations maximales**

Tableau 17 : Sollicitations maximales dans l'escalier.

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.M)	63.65	44.70
Moment en appuis (KN.M)	-37.44	-26.29
Effort tranchant (KN)	48.76	34.46

Calcul à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) = $(100 \times 14) \text{ cm}^2$.

Tel que :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ d = 12 \text{ cm} \\ e = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

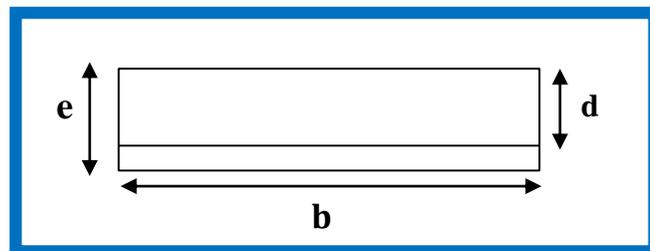


Figure 32 : Coupe transversale de la section à ferrailier.

Le calcul du ferrailage de la volée est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 18 : ferrailage de l'escalier.

Position	Mu (KN.M)	Ubu	α	Z (m)	A cal (cm^2/ml)	Amin (cm^2/ml)	A adopté (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	63.65	0.312	0.766	0.083	22.05	1.67	5HA25 = 24.54	20
Appuis	37.44	0.184	0.256	0.108	9.97	1.67	5HA16 = 10.05	20

→ **Armature de répartition**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{principal}}}{4}$$

- **En travée :** $A_{\text{rép}} = 6.135 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Soit } 4\text{HA14} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- **En appuis :** $A_{\text{rép}} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Soit } 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\text{max}} = 48.76 \text{ KN}$$

$$C_u = \frac{V^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{48.76 \times 10^3}{1 \times 0.15} = 0.41 \text{ MPA} < C_{\text{adm}} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA}$$

$C_u < C_{\text{adm}} \rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérfications des contraintes à l'ELS**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc})

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 19 : vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Ms (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	44.70	6.41	20281.58	14.13	15	vérifiée
Appui	26.29	4.69	11494.22	10.73	15	vérifiée

Schémas de ferrailage d'escalier sont donnés dans l'annexe2

3.4.2 Pré dimensionnement du limon

C'est l'élément qui supporte le poids total et qui permet aux marches de prendre appui :

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q) \times I_m}{2} + G_{\text{garde corp}} = \frac{(6.69 + 5) \times 2.5}{2} + 0.6 = 14.61 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times I_m}{2} = \frac{(4.41 + 5) \times 2.5}{2} = 11.76 \text{ KN/m}$$

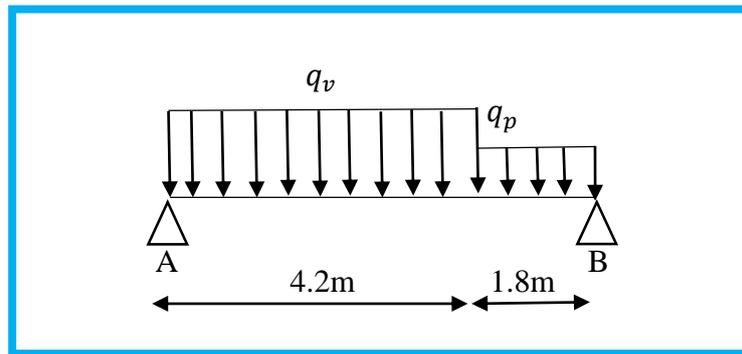


Figure 33 : Schéma statique et charge revenant au limon.

$$q' = q_{eq} = \frac{q_v \times L_v + q_p \times L_p}{L} = \frac{14.61 \times 4.2 + 11.76 \times 1.8}{6} = 13.75 \text{ KN/ml}$$

➤ **Condition de flèche :**

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

$$I_y \geq 300 \times \frac{5 \times 13.75 \times 600^3}{384 \times 21 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 5524.55 \text{ cm}^4$$

Soit un **UPN280** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 6280 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 532 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.419 \text{ KN/ml}$$

$$A_{vz} = 29.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé**

• **La flèche**

$$q = q' + G_{profilé} = 13.75 + 0.419 = 14.17 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 13.93 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 6280} \leq f_{adm} = \frac{600}{300}$$

$$f_{cal} = 1.81 \text{ cm} < f_{adm} = 2 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **La résistance**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \left(\frac{I_m}{2} \right) + 1.35G_{profilé}$$

$$q_u = (1.35 \times 53.91 + 1.5 \times 5) \left(\frac{2.5}{2} \right) + 1.35 \times 0.419 = \mathbf{15.97 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.97 \times 6^2}{8} = \mathbf{71.86 \text{ KN.m}}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{532 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = \mathbf{125.02 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

• Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.97 \times 6}{2} = \mathbf{47.91 \text{ KN.m}}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{29.28 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = \mathbf{397.26 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **UPN280** convient comme limon pour la volée et palier.

3.4.3 La poutre palière

C'est une poutre encastree sur la moitié des deux poteaux avec une longueur de 5.8 m.

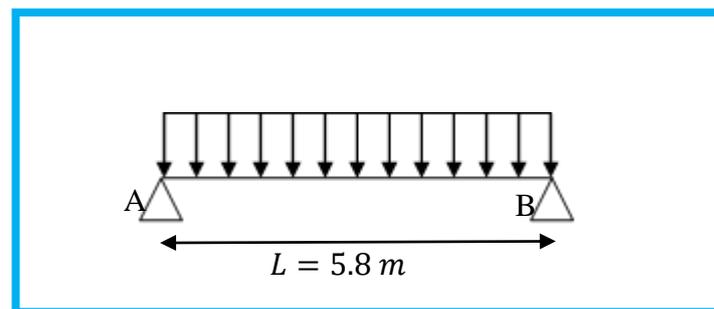


Figure 34 : Schéma statique de la poutre palière.

Les charges revenantes sur la poutre palière sont :

Les Charges des cloisons : $G_{cloison} = 2.6 \times 2.5 = 6.5 \text{ KN/ml}$

Les Charges revenantes du palier : $G_p = 4.41 \times 0.9 = 3.97 \text{ KN/ml}$

$$Q = 5 \times 0.9 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 6.5 + 3.97 + 4.5 = 14.97 \text{ KN/ml}$$

➤ **Condition de flèche**

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

$$I_y \geq 300 \times \frac{5 \times 14.97 \times 580^3}{384 \times 21 \times 10^5} = \mathbf{5433.08 \text{ cm}^4}$$

Soit un IPE270 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 5789.8 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{pl}} = 484 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 0.361 \text{ KN/ml}$$

$$A_{\text{vz}} = 22.1 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé**

• **La flèche**

$$q_s = 6.5 + 3.97 + 0.361 + 4.5 = \mathbf{15.33 \text{ KN/m}}$$

$$q_u = 1.35 \times (6.5 + 3.97 + 0.361) + 1.5 \times 4.5 = \mathbf{21.37 \text{ KN/m}}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times 15.33 \times 580^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 5789.8} \leq f_{\text{adm}} = \frac{580}{300}$$

$$f_{\text{cal}} = 1.85 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1.93 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **La résistance**

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{21.37 \times 5.8^2}{8} = \mathbf{89.86 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{W_{\text{pl}} \times f_y}{\gamma_{\text{mo}}} = \frac{484 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = \mathbf{113.74 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{plrd}} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Cisaillement**

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{21.37 \times 5.8}{2} = \mathbf{61.97 \text{ KN.m}}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{\text{mo}}} = \frac{22.1 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = \mathbf{299.84 \text{ KN}}$$

$$V_{\text{sd}} < V_{\text{plrd}} \quad \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **IPE270** convient comme poutre palière.

CHAPITRE 4

MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE

4.1 Introduction

Le séisme est parmi les phénomènes naturels les plus dangereux sur les structures. Il engendre des actions dynamiques complexes qui se manifestent par des efforts horizontaux imposés aux fondations, ce qui provoque des vibrations dynamiques. Les structures résistent à ces actions sismiques grâce aux forces d'inertie dues à leurs masses.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts provoqués et leur distribution dans le système de stabilité afin de limiter les endommagements causés aux constructions et évidemment à la vie humaine, ce qui nécessite une bonne conception en se basant sur les recommandations du règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel ROBOT.

4.2 Modélisation 3D de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle en respectant les différentes étapes de modélisation (définition de la géométrie, condition au limite, chargement de la structure,...) de façon totalement graphique ; numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

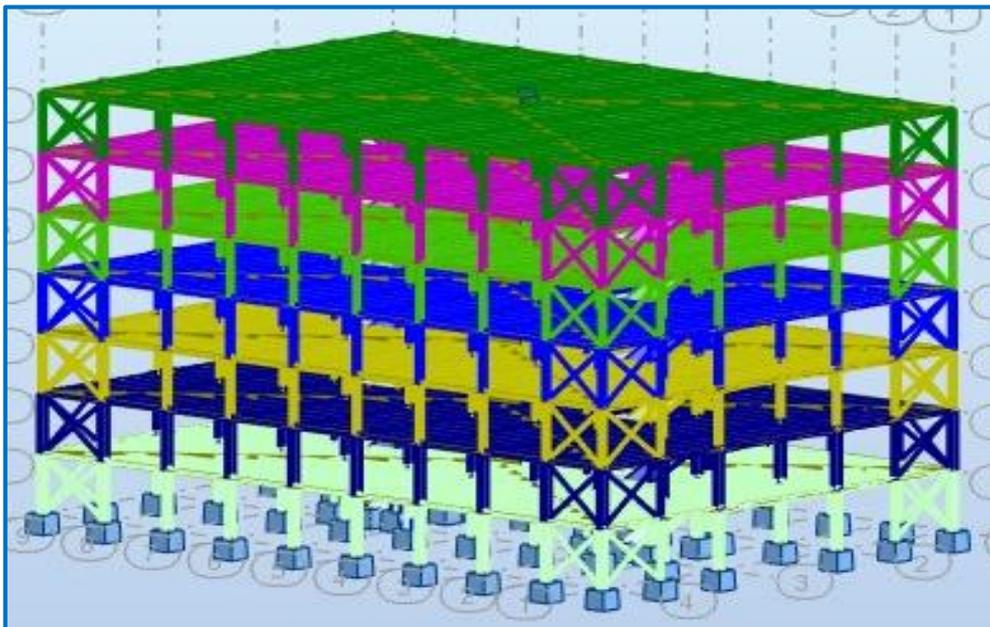


Figure 35 : Vue en 3D de la structure.

4.3 Pré dimensionnement des éléments principaux

Le pré dimensionnement des sections des éléments sera effectué automatiquement par le logiciel robot.

Avant de commencer le processus de pré dimensionnement, il est nécessaire de définir des barres ou des groupes (familles). La vérification de ces barres peut ensuite être effectuée via la boîte de dialogue calculs.

La procédure de base est la suivante :

1. Cliquez sur le menu dimensionnement ensuite sur dimensionnement des barres en acier.
2. Une boîte de dialogue similaire à celle de dessous (Définitions) apparaît, nous permettant de définir des groupes ou des familles.

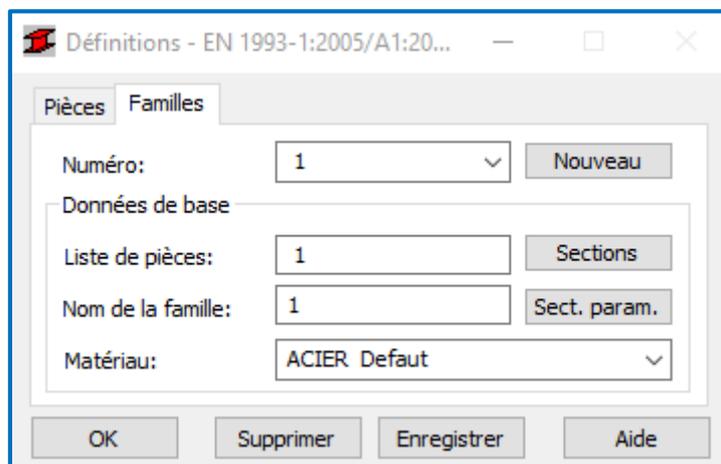


Figure 36 : Boite de dialogue définition.

➤ Onglet famille

Cet onglet permet de définir des groupes de barres

- **Numéro**

Sélectionnez un numéro de groupe ou cliquez sur **Nouveau** pour en créer un nouveau.

- **Nouveau**

Permet d'ajouter un groupe (famille) à la liste existante.

- **Données de base**

- **Liste des pièces**

Spécifiez la liste des barres qui appartiennent à un groupe défini.

– **Nom**

Saisissez le nom du groupe : (poteau ; poutre p ; poutre s ;...)

– **Matériau**

Sélectionnez un matériau pour le groupe de barres (dans notre cas on metacier)

– **Sections**

Ouvre la boîte de dialogue Sélection, des sections qui vous permet de sélectionner les types de sections qui seront utilisés lors des processus de vérification et de dimensionnement.

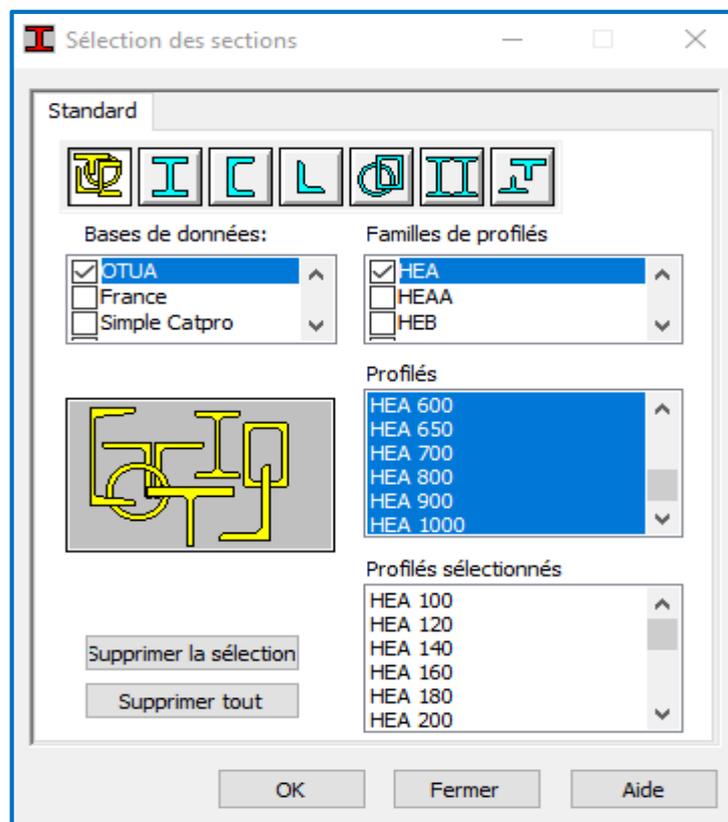


Figure 37 : Boite de dialogue sélection des pièces.

3. Dans Barre d'outils cliquez sur  une boite de dialogue apparait, cliquez sur l'onglet **Groupe** choisir liste des groupes nécessaire.

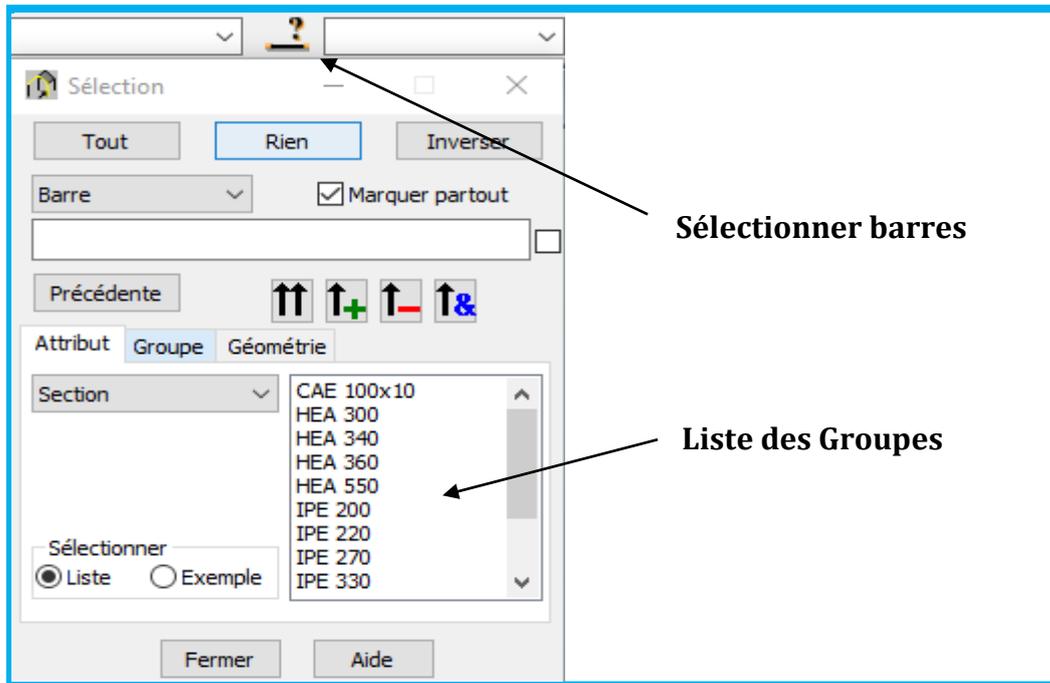


Figure 38 : Boite de dialogue sélection.

- Utilisez la boîte de dialogue **Calculs** pour spécifier les options de vérification et les états limites, puis cliquez sur **Calculs**.

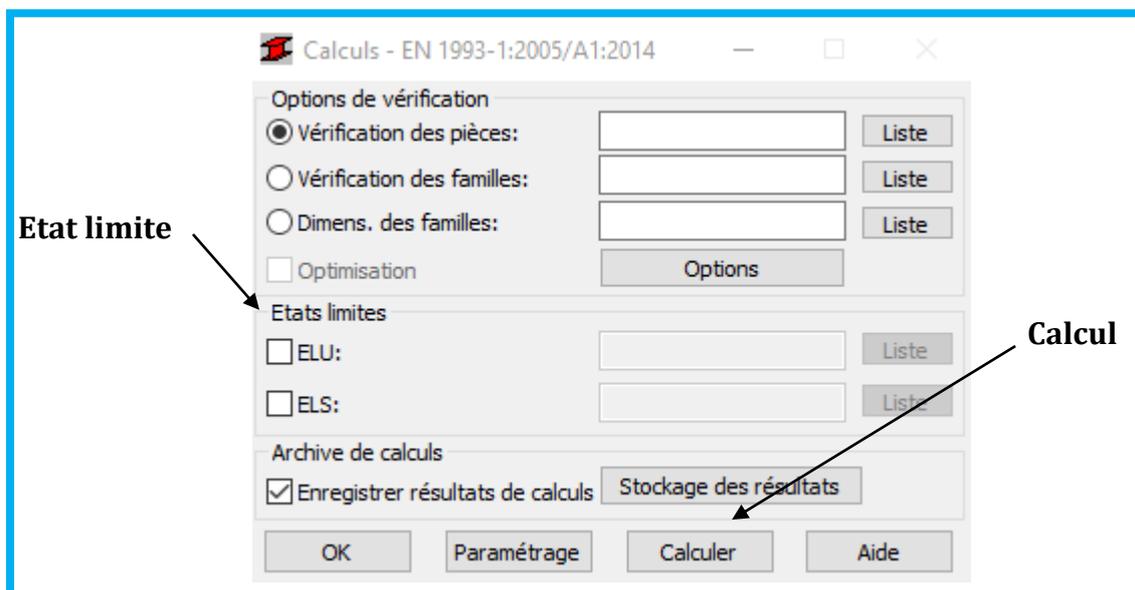


Figure 39 : Boite de dialogue calculs.

- Une fois le calcul terminé, un tableau apparaît, choisir la section de profilé la plus optimale.

4.3.1 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitations aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature

Familles : 1,5 et 6 → poteaux

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

- En suivant les étapes mentionné ci-dessus, nous saisissons les numéros de familles correspondants aux types de barres poteaux (1), (5) et (6) dans la rubrique de dimensionnement des familles, et de cocher sur type d'état limite comme indiqué sur la figure ci-dessous, puis nous cliquons sur **Calculer**.
- Après avoir lancé le calcul, le logiciel nous fournis une liste des profilés, les résultats sont donnés sous forme d'un tableau dans la figure ci-après :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 POT_1							
200 Poteau_200		HEB 650	ACIER	9.22	35.77	1.01	1 ELU
		HEB 700		8.63	36.41	0.95	
		HEB 800		7.63	37.44	0.88	
302 Poteau_302		HEM 300	ACIER	17.89	31.25	1.00	1 ELU
		HEM 320		16.92	31.46	0.96	
		HEM 340		16.08	31.76	0.93	
Famille : 5 POT_2							
306 Poteau_306		HEA 500	ACIER	11.91	34.51	1.08	1 ELU
		HEA 550		10.87	34.98	0.98	
		HEA 600		10.01	35.44	0.90	
306 Poteau_306		HEB 400	ACIER	14.64	33.80	1.65	1 ELU
		HEB 450		13.06	34.09	1.00	
		HEB 500		11.80	34.37	0.89	
Famille : 6 POT_3							
70 Poteau_70		HEA 400	ACIER	14.85	34.06	1.15	1 ELU
		HEA 450		13.21	34.29	0.95	
		HEA 500		11.91	34.51	0.81	
70 Poteau_70		HEB 360	ACIER	16.17	33.36	1.07	1 ELU
		HEB 400		14.64	33.80	0.92	
		HEB 450		13.06	34.09	0.77	

Figure 40 : Pré dimensionnement du poteau avec robot.

- Les profilés indiqués en vert sont corrects vis à vis de la contrainte (Ok) mais on bénéficie d'une réserve de résistance (ratio << 1).

Remarque :

Le Ratio définit le rapport de la contrainte de calcul sur la contrainte ultime du matériau (235 daN/cm² pour l'acier).

→ On opte :

POT 1 : RDC et 1^{er} étage → **HEB700**

POT 2 : 2^{ème} et 3^{ème} étage → **HEB500**

POT 3 : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage → **HEB400**

4.3.2 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres utilisées en construction métallique de bâtiment sont de divers type selon leur utilisation et leur disposition en plan et en élévation.

- Le pré dimensionnement des poutres basées sur le même principe que les poteaux, ce dernier s'effectue sur les deux types principale et secondaire.

4.3.2.1 Poutre principale

Ce sont des éléments porteurs, ont pour rôle de recevoir les charges des planchers et de les transmettre aux poteaux.

- **Définition des poutres principales :**

Famille 2 → pout-P

On lance le calcul, et nous obtenons les résultats listés dans le tableau ci-dessous :

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 2 POUT_P							
336 Poutre_336	 HEB 300	ACIER	78.81	155.82	6.10	1 ELU	
	 HEB 320		74.04	156.10	0.95		
	 HEB 340		69.84	156.91	3.67		

Figure 41 : Pré dimensionnement des poutres principales avec robot.

➔ On opte **HEB320**.

4.3.2.2 Poutre secondaires

Ce sont des éléments de chaînage entre les poteaux et de répartition.

- **Définition des poutres secondaires :**

Famille 4 → pout-S

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 POUT_S							
600 Poutre_600	<input checked="" type="checkbox"/>	HEA 220	ACIER	54.76	104.86	0.67	8 ACC1
	<input checked="" type="checkbox"/>	HEA 240		53.10	96.41	0.69	

Figure 42 : Pré dimensionnement des poutres secondaires avec robot.

Une fois les données d'entrée et le type de résultats souhaités sélectionnés, on lance le calcul et on obtient les résultats illustré dans la figure ci-dessous :

➡ On opte **HEA240**.

⇒ **Récapitulation des sections adoptées aux différents éléments :**

Tableau 20 : Récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement.

Section	Poteau	Poutre P	Poutre S
RDC	HEB700	HEB320	HEA240
1 ^{er}	HEB700	HEB320	HEA240
2 ^{ème}	HEB500	HEB320	HEA240
3 ^{ème}	HEB500	HEB320	HEA240
4 ^{ème}	HEB400	HEB320	HEA240
5 ^{ème}	HEB400	HEB320	HEA240
6 ^{ème}	HEB400	HEB320	HEA240

4.3.3 Pré dimensionnement des potelets

➤ Introduction

Les potelets sont des éléments verticaux d'un bâtiment simple ou multiple chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur le bâtiment. Le choix du type de section pour les potelets dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels on peut citer :

-Le type de sollicitation, c'est-à-dire l'importance relative de la flexion dans le plan de bâtiment et de l'effort normal.

-L'élançement des potelets dans le plan des bâtiments pour le phénomène de flambement.

-Le type de section choisir pour la poutre et la liaison doit être la plus simple et la plus directe possible. En particulier lorsque la liaison est de type rigide c'est-à-dire lorsqu'elle doit transmettre un moment de flexion important, il est souvent nécessaire de prévoir un même type de section (par exemple profilés laminés) pour la poutre et pour le potelet.

Les profilés laminés en I sont conçus pour la flexion selon leur axe de forte inertie. Les profilés à large ailes (profils H) sont capables de supporter des efforts normaux importants. L'épaisseur de leur aile permet d'éviter le voilement local. La forme de ces sections enfin est très favorable pour les assemblages de poutre, barre de contreventement...

Nous avons proposé un type de potelet ayant pour objectif de renforcer le comportement de la structure, le dimensionnement a été effectué par le logiciel robot.

4.3.3.1 Type 1 (potelet a la cage d'escalier)

Ce type est destiné à rigidifier la cage d'escalier qui assure un rôle porteur analogue à celui des poteaux, permettant aux éléments de l'escalier faire appuie. Nous retrouvons dans le tableau des résultats, les profilés proposés pour la famille potelet type 1.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 8 Potelet escalier						
784 Poteau_784	 HEA 340	ACIER	34.71	66.99	1.02	1 ELU
	 HEA 360		32.84	67.27	0.96	
	 HEA 400		29.70	68.13	0.81	
784 Poteau_784	 HEB 280	ACIER	41.28	70.57	1.08	1 ELU
	 HEB 300		38.48	65.97	0.91	
	 HEB 320		36.17	66.07	0.84	

Figure 43 : Pré dimensionnement de potelet type 1.

➔ On opte **HEB300**.

⇒ **Vérification des pièces :**

Les vérifications appliquées sur les potelets type 1 sont représentées ci-après :

Vérification potelet type 1

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 ELU $2*1.35+(3+12)*1.50$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 300

h=30.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=47.43 cm ²	Ax=149.08 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=25165.70 cm ⁴	Iz=8562.83 cm ⁴	Ix=185.77 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=1868.67 cm ³	Wplz=870.14 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 2101.37 kN	My,Ed = 0.56 kN*m	Mz,Ed = 9.86 kN*m	Vy,Ed = -5.92 kN
Nc,Rd = 3503.38 kN	My,Ed,max = 0.56 kN*m	Mz,Ed,max = -19.76 kN*m	Vy,T,Rd = 1712.24 kN
Nb,Rd = 2533.44 kN	My,c,Rd = 439.14 kN*m	Mz,c,Rd = 204.48 kN*m	Vz,Ed = 0.21 kN
	MN,y,Rd = 199.17 kN*m	MN,z,Rd = 158.02 kN*m	Vz,T,Rd = 643.52 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 5.00 m	Lam_y = 0.41
Lcr,y = 5.00 m	Xy = 0.92
Lamy = 38.48	kzy = 0.27



en z:

Lz = 5.00 m	Lam_z = 0.70
Lcr,z = 5.00 m	Xz = 0.72
Lamz = 65.97	kzz = 0.52

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.60 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{3.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{zk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 38.48 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 65.97 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.69 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

4.3.3.1 Type 2

Ce type de potelet a été créé pour diminuer la portée entre les poteaux. et ce, en jouant le rôle d'un support pour la fixation des contreventements.

Les résultats de dimensionnement de potelet type 2 sont représentés dans le tableau ci-après :

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1633 Poteau_1633	HEA 280	ACIER	21.08	35.73	3.67	9 ACC2
	HEA 300		19.62	33.39	0.94	
	HEA 320		18.41	33.36	0.84	
1633 Poteau_1633	HEB 240	ACIER	24.26	41.09	1.05	9 ACC2
	HEB 260		22.27	37.97	0.92	
	HEB 280		20.64	35.28	0.81	

Figure 44 : Pré dimensionnement de potelet type 2.

➔ On opte **HEB260**.

⇒ **Vérification des pièces :**

Les résultats des vérifications des potelets de type 2 sont donnés comme Suit :

Vérification de potelet type 2

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 ACC2 (2+3+6)*1.00

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 260**

h=26.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.0 cm	Ay=100.74 cm ²	Az=37.59 cm ²	Ax=118.44 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=14919.40 cm ⁴	Iz=5134.52 cm ⁴	Ix=124.26 cm ⁴
tf=1.8 cm	Wply=1282.91 cm ³	Wplz=602.25 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 2139.65 kN	My,Ed = -36.56 kN*m	Mz,Ed = 0.08 kN*m	Vy,Ed = 0.23 kN
Nc,Rd = 2783.34 kN	My,Ed,max = -36.56 kN*m		Mz,Ed,max = 0.72 kN*m
	Vy,T,Rd = 1366.80 kN		
Nb,Rd = 2491.20 kN	My,c,Rd = 301.48 kN*m	Mz,c,Rd = 141.53 kN*m	Vz,Ed = 13.66 kN
	MN,y,Rd = 78.86 kN*m	MN,z,Rd = 72.38 kN*m	Vz,T,Rd = 510.01 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

L _y = 5.00 m	Lam _y = 0.24
L _{cr,y} = 2.50 m	X _y = 0.99
L _{amy} = 22.27	k _{zy} = 0.48



en z:

L _z = 5.00 m	Lam _z = 0.40
L _{cr,z} = 2.50 m	X _z = 0.90
Lam _z = 37.97	k _{zz} = 0.65

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

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{3.84} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 22.27 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 37.97 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.89 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

⇒ **Etude sismique :**

4.4 Méthode de calcul utilisables

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Notre étude s'est portée sur la méthode d'analyse modale spectrale.

4.4.1 Analyse modale spectrale

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures, est basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

⇒ **Principe de la méthode spectrale**

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (RPA99) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

4.4.2 Spectre de réponse du RPA

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ), et de la pulsation (m). Donc, pour des accélérogrammes données, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des accélérations maximales d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \left\{ \begin{array}{l} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 s \end{array} \right.$$

➤ Calcul des paramètres de spectre

A : Coefficient d'accélération de zone, il est donné par le tableau 4.1 du **RPA99/version 2003**.

Pour la structure étudiée nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0.15$$

η = Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**Tab 4.2 RPA99 / 2003**).

Acier dense $\longrightarrow \xi = 5 \%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1$$

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 RPA2003.

Le tableau suivant présente les pénalités observées ou non dans notre structure :

Tableau 21 : Facteur de qualité.

Critère « q »	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$Q_x = 1.05$	$Q_y = 1$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau

4.3 en fonction du système de contreventement :

Mixte portique/ palées triangulées en X → **R = 4**

T : période fondamentale de la structure (variable).

T₁ et **T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

⇒ d'après le tableau 4.7 RPA99/2003 les périodes caractéristiques sont données par :

$$\text{Site meuble } S_3 : \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

- Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel robot (spectre RPA99) après avoir injecté les paramètres du spectre suivant X et Y calculés précédemment :

Données:

Mode d'analyse : Modal
 Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
 Nombre de modes : 10
 Limites : 0.000
 Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

Excentricité de masse $ex = 5.000$ (%) $ey = 5.000$ (%)

Direction de l'excitation :

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

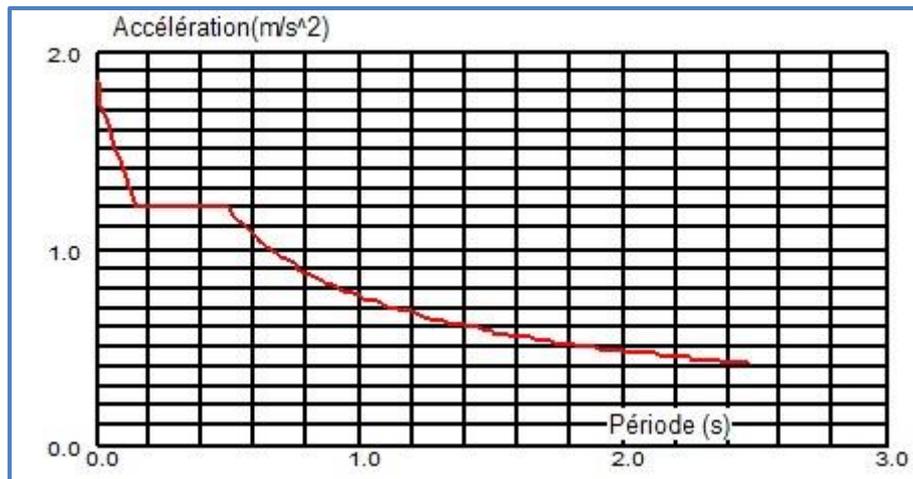


Figure 45 : diagramme de spectre de réponse selon X-X.

Données:

Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S3
 Coefficient de qualité : 1.050
 Coefficient de comportement : 4.000
 Amortissement : $x = 5.00$ %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.000$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 6

: Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

Excentricité de masse $ex = 5.000$ (%) $ey = 5.000$ (%)

Direction de l'excitation :

X = 0.000 ; Y = 1.000 ; Z = 0.000

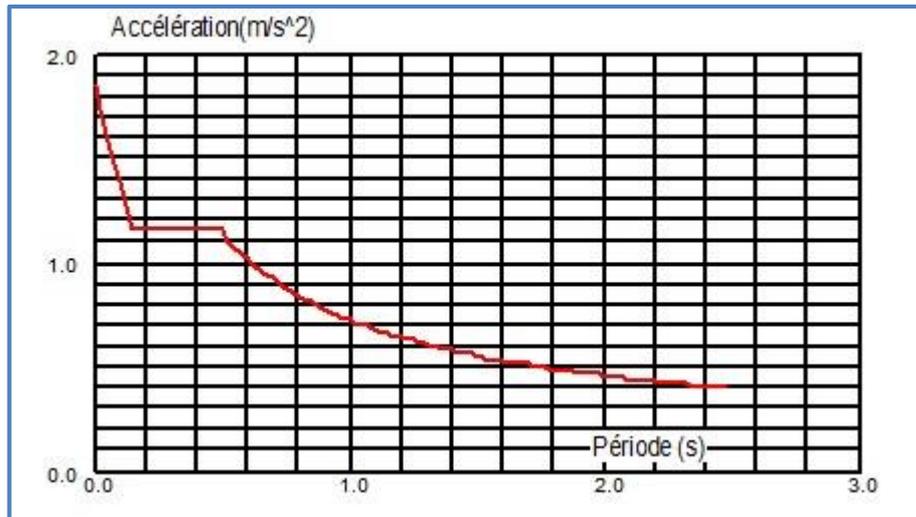


Figure 46 : Diagramme de spectre de réponse selon Y-Y.

4.4.3 Période de vibrations

Le tableau suivant montre les 10 premières périodes de vibration de la structure étudiée :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	0,73	1,37	69,02	0,09	0,00	69,02	0,09	0,00
4/ 2	0,81	1,24	69,10	70,84	0,00	0,08	70,75	0,00
4/ 3	1,17	0,85	69,84	70,84	0,00	0,74	0,00	0,00
4/ 4	2,77	0,36	90,50	70,84	0,00	20,66	0,00	0,00
4/ 5	2,86	0,35	90,50	87,81	0,02	0,00	16,97	0,02
4/ 6	3,00	0,33	90,50	87,81	0,11	0,00	0,00	0,09
4/ 7	3,13	0,32	90,56	87,82	0,15	0,06	0,00	0,04
4/ 8	3,21	0,31	90,59	87,82	0,19	0,03	0,00	0,04
4/ 9	3,26	0,31	90,59	87,82	0,19	0,00	0,00	0,00
4/ 10	3,49	0,29	90,59	87,84	0,81	0,00	0,02	0,62

Figure 47 : Résultats de mode propre.

4.4.4 La déformation de la structure

La déformation de la structure suivant les modes sur chaque direction (X, Y et Z) sont présentés sur les figures ces dessus :

⇒ 1^{er} mode :

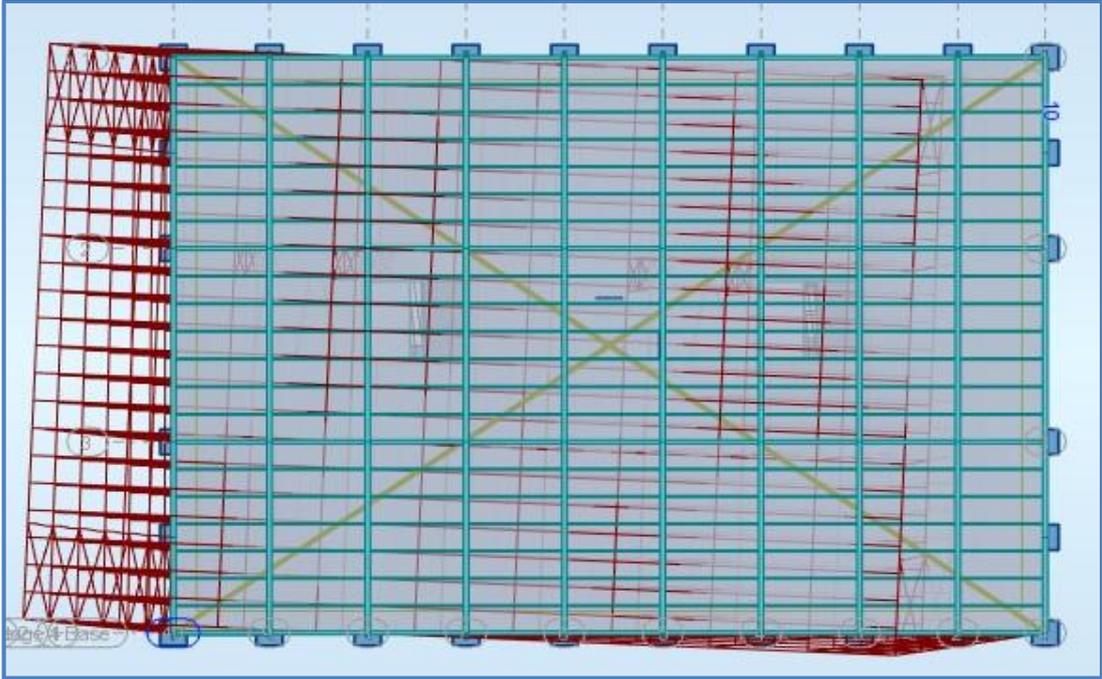


Figure 48 : Translation suivant l'axe X-X.

⇒ 2^{ème} mode :

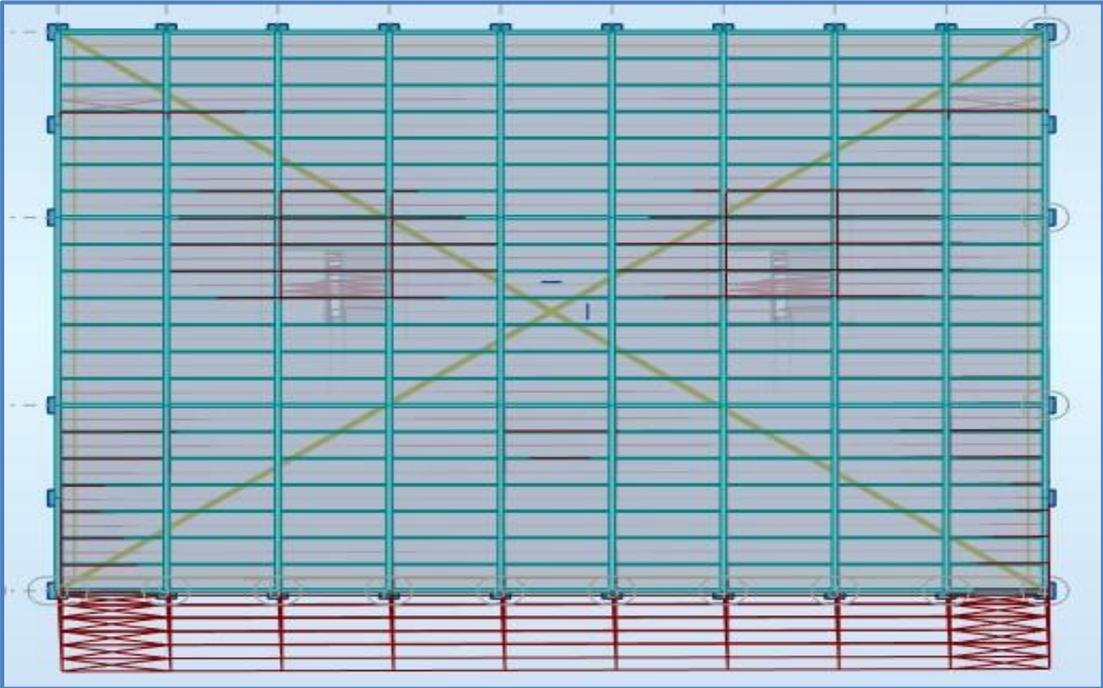


Figure 49 : Translation suivant l'axe Y-Y.

⇒ 3^{ème} mode :

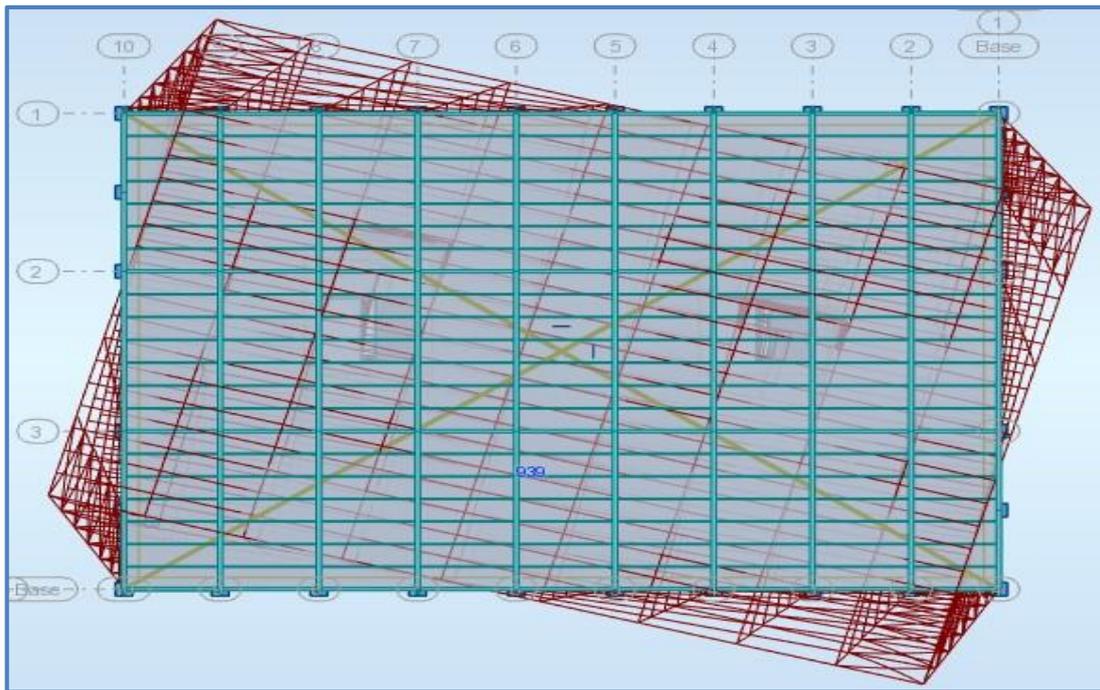


Figure 50 : Rotation suivant l'axe Z-Z.

4.4.5 Résultats de force sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

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

$$r = \frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}}$$

- **Vérification des efforts tranchant**

D'après le fichier des résultats du Robot nous avons un effort tranchant dynamique à la base donne par les deux spectres suivant X et Y :

$$V_{dyn} = \begin{cases} V_{dyn}^x = 4093,50 \text{ KN} \\ V_{dyn}^y = 4291,99 \text{ KN} \end{cases}$$

D'après le RPA 99/version 2003 article 4.2.3, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule :

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

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 1.25\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots \dots T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T : période fondamentale de la structure

Pour une structure contreventée par des palées triangulées en X, la période fondamentale est donnée par l'expression du RPA99 (art 4.2.4) suivantes.

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_N = 35 \text{ m}$

C_T = Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage donnée par le **tableau 4.6 du RPA99 /2003**.

Dans la structure étudiée le contreventement est assuré par des palées triangulées en X avec remplissage en maçonnerie dans les deux directions

$$\rightarrow C_T = 0.05 .$$

D'où :

$$T_X = T_Y = 0.05 \times 35^{3/4} = 0.72 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T = 0.72 \text{ s} < 3$$

$$\Rightarrow D_X = D_Y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1.96$$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

→ Dans notre cas : $\beta = 0.30$

A l'aide de logiciel robot on peut déterminer directement le poids de la structure

⇒ $W = 8344.34 \text{ t}$

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q_{x,y}}{R} \times W$$

$$\Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.96 \times 1.05}{4} \times 83443.45 = \mathbf{6439.75 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.96 \times 1}{4} \times 83443.45 = \mathbf{6133.09 \text{ KN}}$$

Tableau 22 : Vérification d'effort tranchant.

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st} < V_{dyn}$
Sens X-X	4093,50	6439.75	5151.80	Non Vérifiée
Sens Y-Y	4291,99	6133.09	4906.47	Non Vérifiée

On remarque que la condition de RAP n'est pas vérifiée dans les deux sens.

$V_{dyn} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) de la valeur calculée par le rapport

$$r = 0.8 \times V_{sr} / V_{dyn}$$

Soit : $r = 1.26$

4.4.6 Vérification des déplacements :

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10).

Les résultats de déplacement dans chaque étage et les déplacements relatifs sont regroupés dans le tableau qui suit :

Tableau 23 : Vérification des déplacements dans le sens X-X.

Niveau	Sens X-X			Observation
	ΔK (cm)	h_k (cm)	$\Delta K / h_k$ (%)	
RDC	1.1	500	0.22	Vérifiée
1 ^{er}	1.8	500	0.36	Vérifiée
2 ^{ème}	2,4	500	0.48	Vérifiée
3 ^{ème}	2.7	500	0.54	Vérifiée
4 ^{ème}	3	500	0.60	Vérifiée
5 ^{ème}	3	500	0.60	Vérifiée
6 ^{ème}	2.9	500	0.58	Vérifiée

Tableau 24 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.

Niveau	Sens Y-Y			Observation
	ΔK (cm)	h_k (cm)	$\Delta K / h_k$ (%)	
RDC	0.9	500	0.18	Vérifiée
1 ^{er}	1.7	500	0.34	Vérifiée
2 ^{ème}	2.1	500	0.42	Vérifiée
3 ^{ème}	2.3	500	0.46	Vérifiée
4 ^{ème}	2.4	500	0.48	Vérifiée
5 ^{ème}	2.3	500	0.46	Vérifiée
6 ^{ème}	2.2	500	0.44	Vérifiée

D'après les deux tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui est condition est vérifiée.

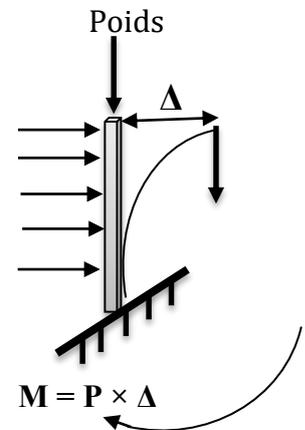
4.4.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : Article 5.9 RPA99/Version 2003

4.4.7.1 Définition :

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

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 seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} < 0.10$$

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$PK = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta WQi)$$

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δk : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

Hk : Hauteur d'étage (k).

Si :

$0.1 \leq \theta k \leq 0.20$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur : $\frac{1}{1+\theta k}$

$\theta k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés sur le tableau ci- après :

Tableau 15 : Vérification des effets P - Δ (sens X-X).

Niveau	Sens X-X					Observation
	Δ (cm)	P_K (KN)	V_K (KN)	h_k (cm)	θ_K	
RDC	1.1	83443.45	4093.50	500	0.045	Vérifiée
1 ^{er}	1.8	71369.16	3870.99	500	0.066	Vérifiée
2 ^{ème}	2,4	59320.58	3449.14	500	0.082	Vérifiée
3 ^{ème}	2.7	47391.91	2987.25	500	0.086	Vérifiée
4 ^{ème}	3	35463.24	2586.56	500	0.082	Vérifiée
5 ^{ème}	3	23598.57	2115.58	500	0.067	Vérifiée
6 ^{ème}	2.9	11759.28	1316.74	500	0.052	Vérifiée

Tableau 26 : Vérification des effets P - Δ (sens Y-Y).

Niveau	Sens Y-Y					Observation
	Δ (cm)	P_K (KN)	V_K (KN)	h_k (cm)	θ_K	
RDC	0.9	83443.45	4291.99	500	0.035	Vérifiée
1 ^{er}	1.7	71369.16	3911.88	500	0.062	Vérifiée
2 ^{ème}	2.1	59320.58	3561.07	500	0.070	Vérifiée
3 ^{ème}	2.3	47391.91	3133.20	500	0.069	Vérifiée
4 ^{ème}	2.4	35463.24	2667.77	500	0.064	Vérifiée
5 ^{ème}	2.3	23598.57	2113.18	500	0.051	Vérifiée
6 ^{ème}	2.2	11759.28	1288.96	500	0.040	Vérifiée

Donc les effets **P- Δ** peuvent être négligés dans les deux sens.

CHAPITRE 5

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

5.1 Introduction

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel Robot.

5.2 Vérification de la poutre principale

La longueur de la poutre : $L = 11.85$ m.

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison la plus défavorable dans notre cas : $1.35G+1.5Q$

$$\begin{cases} V_{sd} = 476.96 \text{ KN} \\ M_{sd} = 1086.35 \text{ KN} \end{cases}$$

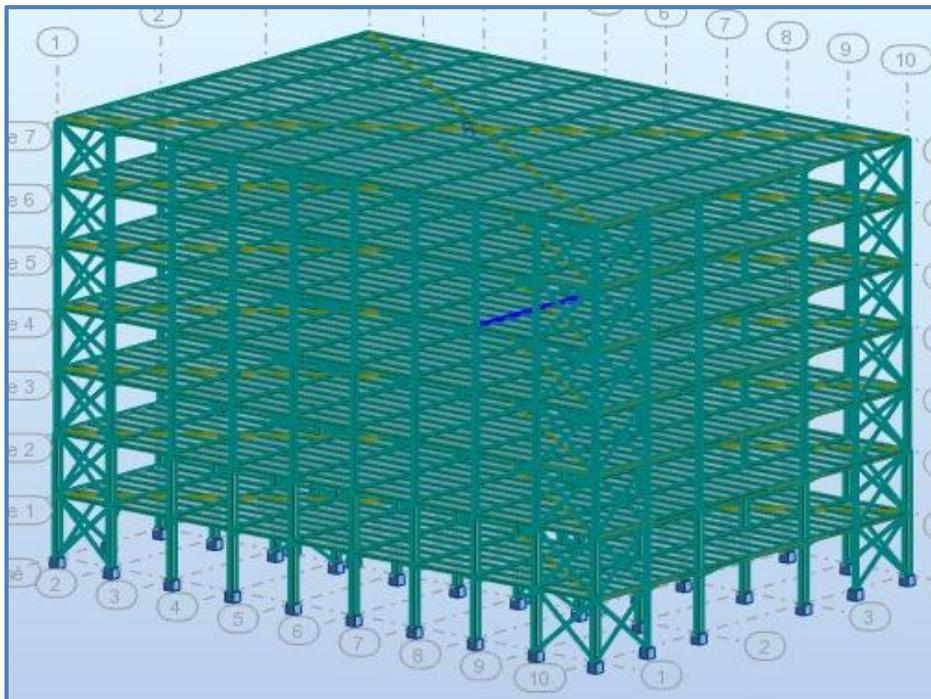


Figure 51 : Poutre principale la plus sollicitée.

A. Vérification manuelle

5.2.1 Vérification à la résistance

➤ Vérification au cisaillement

La condition s'exprime ainsi :

$$V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

$$V_{rd} = \frac{23.5 \times 84.38}{\sqrt{3} \times 1.1} = \mathbf{1040.77 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = 476.96 \text{ KN} < V_{rd} = 1040.77 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$0.5V_{rd} = 520.38 \text{ KN} > V_{sd} = 476.96 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

➤ Vérification au moment de résistant

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{6131.95 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = \mathbf{1310 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} = 1086.35 \text{ KN.m} < M_{rd} = 1310 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

5.2.2 Vérification à la stabilité

➤ Vérification au déversement

Il faut vérifier que :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_\omega} \text{ avec } \lambda_1 = 93.9 ; \beta_\omega = 1 \text{ (section de classe 2)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(L/i_z)}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}; C_1 = 0.43$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(1185/15.5)}{\sqrt{0.43 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1185/15.5}{36/23} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 35.23 \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = \frac{35.23}{93.9} \sqrt{1}$$

$$\Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0.37 < 0.4 \quad \text{pas de risque de déversement.}$$

➡ Donc le profilé **HEB 360** convient comme poutre principale.

B. Vérification avec ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
336 Poutre_336	 HEB 360	ACIER	65.36	157.71	0.75	1 ELU
91 Poutre_91	 HEB 360	ACIER	65.36	157.71	0.75	1 ELU
243 Poutre_243	 HEB 360	ACIER	65.36	157.71	0.75	1 ELU
194 Poutre_194	 HEB 360	ACIER	65.36	157.71	0.75	1 ELU
238 Poutre_238	 HEB 360	ACIER	65.36	157.71	0.75	1 ELU

Figure 52 : Vérification poutre principale.

Vérification des poutres principales

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 ELU $2*1.35+(3+12)*1.50$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 360

$h=72.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=135.00$ cm ²	$A_z=84.38$ cm ²	$A_x=290.32$ cm ²
$tw=1.3$ cm	$I_y=199743.64$ cm ⁴	$I_z=15209.19$ cm ⁴	$I_x=423.47$ cm ⁴
$tf=2.3$ cm	$W_{ply}=6131.95$ cm ³	$W_{plz}=1038.87$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.02$ kN	$M_{y,Ed} = -1086.35$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.00$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.00$ kN
$N_{c,Rd} = 6822.46$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 1441.01$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 244.13$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1829.51$ kN
$N_{b,Rd} = 6822.46$ kN	$M_{y,c,Rd} = 1441.01$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 244.13$ kN*m	$V_{z,Ed} = -476.96$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 1441.01$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 244.13$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1144.04$ kN
	$M_{b,Rd} = 1441.01$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.05$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 7763.51$ kN*m	Courbe,LT - c	$XLT = 0.98$
$L_{cr,low} = 1.66$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.43$	$f_{i,LT} = 0.60$	$XLT_{,mod} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.57 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

5.3 Vérification de la poutre secondaire

La longueur de la poutre : $L = 5.8$ m.

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison la plus défavorable

dans notre cas : $G+Q+E_x$

$$\begin{cases} V_{sd} = 25.18 \text{ KN} \\ M_{sd} = 69.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

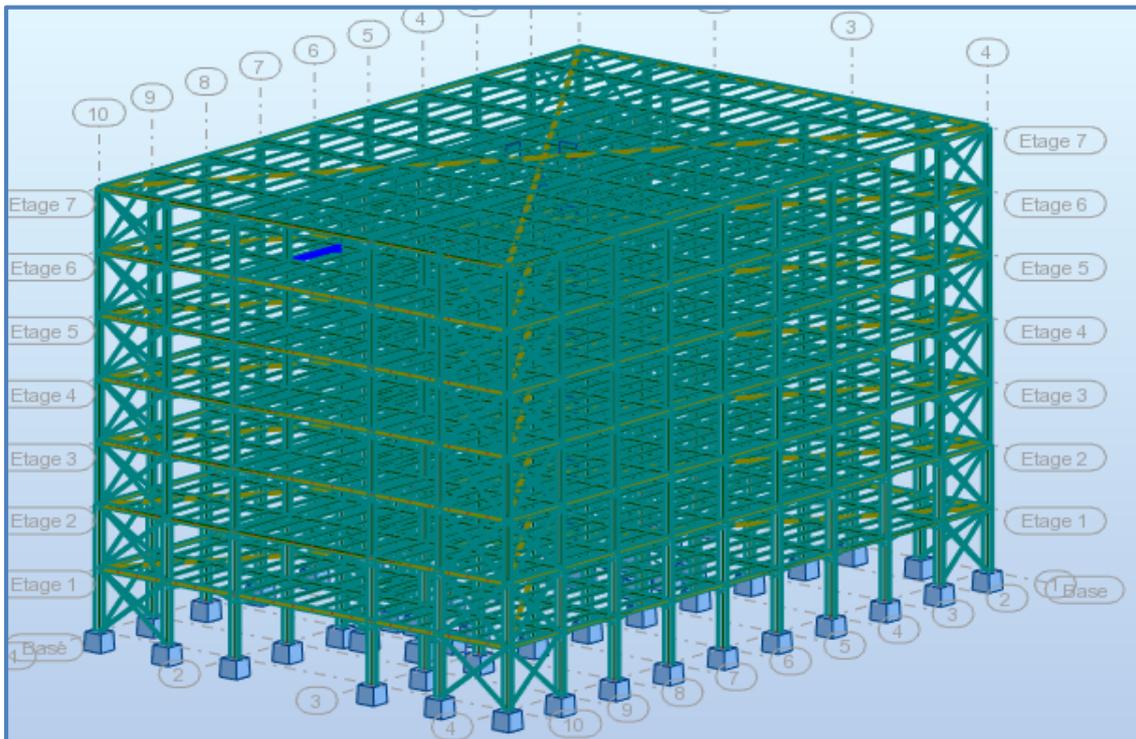


Figure 53 : Poutre secondaire la plus sollicitée.

A. Vérification manuelle

5.3.1 Vérification à la résistance

➤ Vérification au cisaillement

La condition s'exprime ainsi :

$$V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

$$V_{rd} = \frac{23.5 \times 32.70}{\sqrt{3} \times 1.1} = 403.33 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 25.18 \text{ KN} < V_{rd} = 403.33 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$0.5V_{rd} = 201.665 \text{ KN} > V_{sd} = 25.18 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

➤ **Vérification au moment de résistant**

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1646.67 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = \mathbf{351.79 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} = 69.90 \text{ KN.m} < M_{rd} = 351.79 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

5.3.2 Vérification à la stabilité

➤ **Vérification au déversement**

Il faut vérifier que :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_\omega} \text{ avec } \lambda_1 = 93.9 ; \beta_\omega = 1 \text{ (section de classe 2)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(L/i_z)}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} ; C_1 = 0.43$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(580/10.05)}{\sqrt{1.046} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{580/10.05}{23/12} \right)^2 \right]^{0.25}} = 23.55 \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = \frac{23.55}{93.9} \sqrt{1}$$

$$\Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0.25 < 0.4 \text{ pas de risque de déversement}$$

➔ Donc le profilé **HEA 240** convient comme poutre principale.

B. Vérification avec ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
600 Poutre_600	HEA 240	ACIER	49.98	96.23	0.28	8 ACC1
706 Poutre_706	HEA 240	ACIER	49.98	96.23	0.28	8 ACC1
712 Poutre_712	HEA 240	ACIER	49.98	96.23	0.28	8 ACC1
751 Poutre_751	HEA 240	ACIER	18.31	33.24	0.27	1 ELU
596 Poutre_596	HEA 240	ACIER	49.98	96.23	0.27	8 ACC1

Figure 54 : Vérification poutre secondaire.

Vérification des poutres secondaires

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ACC1 (2+3+5)*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240**

$h=46.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=24.0$ cm	$A_y=57.60$ cm ²	$A_z=32.70$ cm ²	$A_x=121.99$ cm ²
$tw=0.8$ cm	$I_y=34939.64$ cm ⁴	$I_z=4151.98$ cm ⁴	$I_x=58.13$ cm ⁴
$tf=1.2$ cm	$W_{ply}=1646.67$ cm ³	$W_{plz}=351.73$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.00$ kN	$M_{y,Ed} = -69.90$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.00$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.00$ kN
$N_{c,Rd} = 2866.76$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 386.97$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 82.66$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 781.02$ kN
$N_{b,Rd} = 2866.76$ kN	$M_{y,c,Rd} = 386.97$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 82.66$ kN*m	$V_{z,Ed} = 25.18$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 386.97$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 82.66$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 443.49$ kN
	$M_{b,Rd} = 242.43$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.01$ kN*m
			Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 373.09$ kN*m	Courbe,LT - c	$XLT = 0.57$
$L_{cr,low} = 2.90$ m	$Lam_{LT} = 1.02$	$fi_{,LT} = 1.17$	$XLT_{,mod} = 0.63$

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

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

5.4 Vérification des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

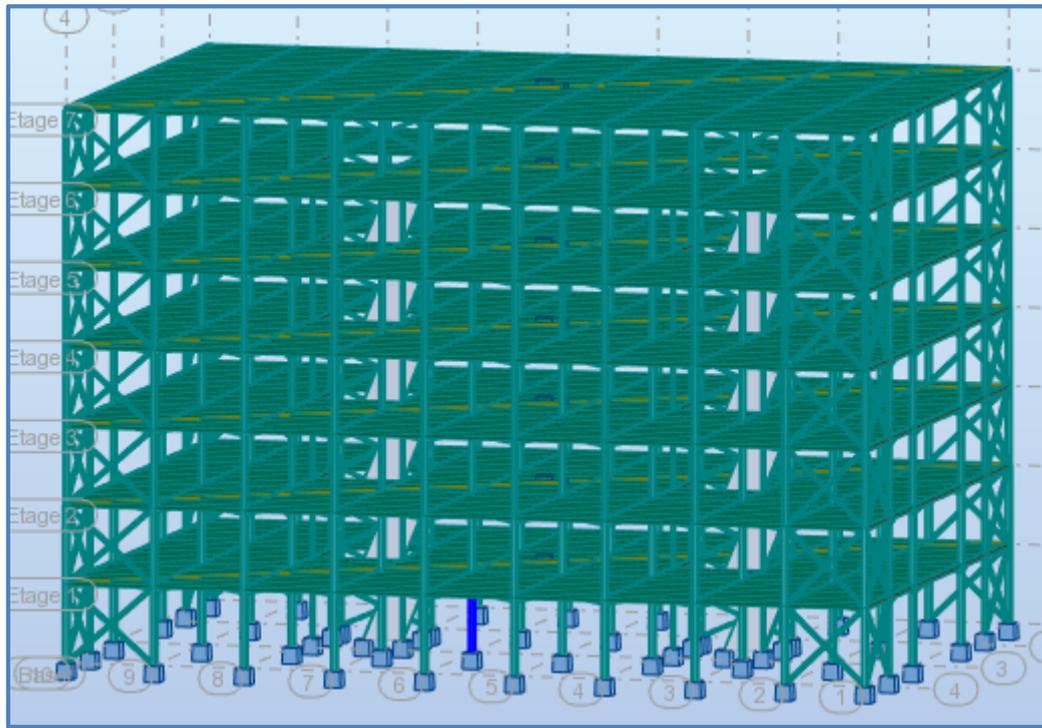


Figure 55 : Poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont sous la combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau 27 : sollicitations sur le poteau HEB700.

h (m)	N(KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	V_{max} (KN)
5	6309.24	3.01	1.15	496.87

➤ Caractéristique de profilé HEB700 :

Tableau 28 : Caractéristique de profilé HEB 700.

Profilé	poids	section	Dimension					Caractéristique			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d m m	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ply} cm ³	W_{plZ} cm ³
HEB700	240.5	306	700	300	32	17	582	256890	14440.9	8327.13	1495.04

A. Vérification manuelle

5.4.1 Vérification à la résistance

➤ Classe de la section

⇒ **La semelle**

On a :

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

Semelle comprimée

$$c = \frac{b}{2} = 150\text{mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{32} = 4.89 < 10\varepsilon \rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

⇒ **Ame fléchie**

$$d = 582\text{mm}$$

$$t_w = 32\text{mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 18.18 < 33\varepsilon \rightarrow \text{l'ame est de classe 1}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

➤ Vérification à l'effort tranchant

La condition s'exprime ainsi :

$$V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

$$V_{rd} = \frac{23.5 \times 137.1}{\sqrt{3} \times 1.1} = \mathbf{1691.03 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = 496.87 \text{ KN} < V_{rd} = \mathbf{1691.03 \text{ KN}} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{rd} = 845.51 \text{ KN} > V_{sd} = 496.87 \text{ KN} \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

➤ **Vérification au moment fléchissant**

La condition s'exprime ainsi :

$$M_{sd} < M_{rd}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8327.98 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1778.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 3.01 \text{ KN.m} < M_{rd} = 1778.98 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'effort normal**

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{trd} = \frac{306 \times 23.5}{1.1} = 6537.27 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} \leq N_{trd} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

5.4.2 Vérification à la stabilité

Les éléments à section transversale de Classe 1 sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + K_{LT} \frac{M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} + K_z \frac{M_z}{\frac{w_{plz}}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \rightarrow (I)$$

➤ **Vérification au déversement**

Il faut vérifier que :

$$\beta_\omega = 1 \text{ (section de classe 2)}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_\omega \times M_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\begin{cases} M_{cr} = 9906.04 \text{ kn.m} \\ M_{ply} = 1956.88 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 1956.88}{9906.04}} = 0.44$$

$$\Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0.44 < 0.4 \quad \text{y a un risque de déversement}$$

➤ **Vérification au flambement avec risque de déversement**

Le risque de flambement d'un élément comprimé n'est pas à considérer si $\lambda \leq 0.2$.

➤ **Longueurs de flambement**

$$L_{ky} = 0.5L_0 = 2.5 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 0.5L_0 = 2.5 \text{ m}$$

Selon (y-y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A}$$

$\bar{\lambda}_y$ = elancement réduit de l'élément.

Classe 3 → $\beta_A = 1$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Et :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

λ : L'elancement pour le mode de flambement à considérer.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{250}{29} = 8.62$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.09 < 0.2 \quad \text{Pas de risque de flambement.}$$

Selon (z-z)

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{250}{6.87} = 36.39$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.39 > 0.2 \text{ Donc il ya un risque de flambement suivant l'axe z}$$

Calcul de χ :

χ : Le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer indiqué dans le paragraphe 5.5.1 des CCM97 en fonction de l'elancement approprié λ et de la courbe de flambement adéquate.

$$\frac{h}{b} = \frac{700}{300} = 2.33 > 1.2$$

$$t_f = 32 \text{ mm}$$

⇒ Courbe de flambement « c »

$$\bar{\lambda}_z = 0.39 ; \text{ courbe c} \Rightarrow \chi = 0.93$$

⇒ **Calcul de K_z** :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{w_{plz} - w_{elz}}{w_{elz}} \right)$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\psi$$

β_{Mz} : Le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{0.58}{1.15} = -0.50 \rightarrow \beta_{Mz} = 2.15$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N}{\chi_z \cdot N_{pl}}, \quad K_{LT} \leq 1 ; \mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{LT} - 0.15 \text{ avec } \mu_{LT} \leq 0.9$$

On trouve :

$$\mu_z = 0.66 < 0.9$$

$$K_z = 0.38 < 1.5$$

$$\mu_{LT} = 0.11 \leq 0.9$$

$$K_{LT} = 0.89 \leq 1$$

Donc à partir de l'équation (I) on aura : $1.041 > 1 \rightarrow$ (Condition Non vérifiée).

Le profilé ne résiste pas aux sollicitations, alors on augmente la section en adoptant un **HEB 800**.

Le logiciel ROBOT effectue les vérifications suivantes :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
200 Poteau_200	HEB 800	ACIER E24	7.63	37.44	0.87	1 ELU
198 Poteau_198	HEB 800	ACIER E24	7.63	37.44	0.87	1 ELU
151 Poteau_151	HEB 800	ACIER E24	7.63	37.44	0.87	1 ELU
149 Poteau_149	HEB 800	ACIER E24	7.63	37.44	0.87	1 ELU
347 Poteau_347	HEB 800	ACIER E24	7.63	37.44	0.83	1 ELU
53 Poteau_53	HEB 800	ACIER E24	7.63	37.44	0.83	1 ELU

Figure 56 : Vérification de poteau.

Remarque :

La vérification des poteaux des autres étages a été effectuée par la même procédure.

Les vérifications effectuées par le logiciel ROBOT pour les poteaux les plus sollicités des différents étages sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 29 : Vérification des poteaux.

Niveau	Profilé	Ratio	Vérification (Ratio ≤ 1)	Observation
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	HEB400	0.89	0.34	Vérifié
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEB500	0.89	0.76	Vérifié
RDC, 1 ^{ér}	HEB800	0.8	0.95	Vérifié

Vérification des poteaux

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.



PARAMETRES DE LA SECTION : HEB 800

h=80.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=216.23 cm ²	Az=161.76 cm ²	Ax=334.18 cm ²
tw=1.8 cm	Iy=359084.00 cm ⁴	Iz=14903.70 cm ⁴	Ix=949.12 cm ⁴
tf=3.3 cm	Wely=8977.10 cm ³	Welz=993.58 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 6271.74 kN	My,Ed = 2.39 kN*m	Mz,Ed = -0.55 kN*m	Vy,Ed = 0.33 kN
Nc,Rd = 7853.23 kN	My,Ed,max = -3.38 kN*m	Mz,Ed,max = 1.12 kN*m	Vy,T,Rd = 2933.75 kN
Nb,Rd = 7276.97 kN	My,c,Rd = 2109.62 kN*m	Mz,c,Rd = 233.49 kN*m	Vz,Ed = 1.15 kN
			Vz,T,Rd = 2194.65 kN
	Tt,Ed = -0.00 kN*m		Classe de la section = 3

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:	Lam_y = 0.08	en z:	Lam_z = 0.40
Ly = 5.00 m	Xy = 1.00	Lz = 5.00 m	Xz = 0.93
Lcr,y = 2.50 m	kzy = 0.99	Lcr,z = 2.50 m	kzz = 1.04
Lamy = 7.63		Lamz = 37.44	

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.80 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.80 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 7.63 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 37.44 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !

5.5 Vérification des systèmes de contreventements

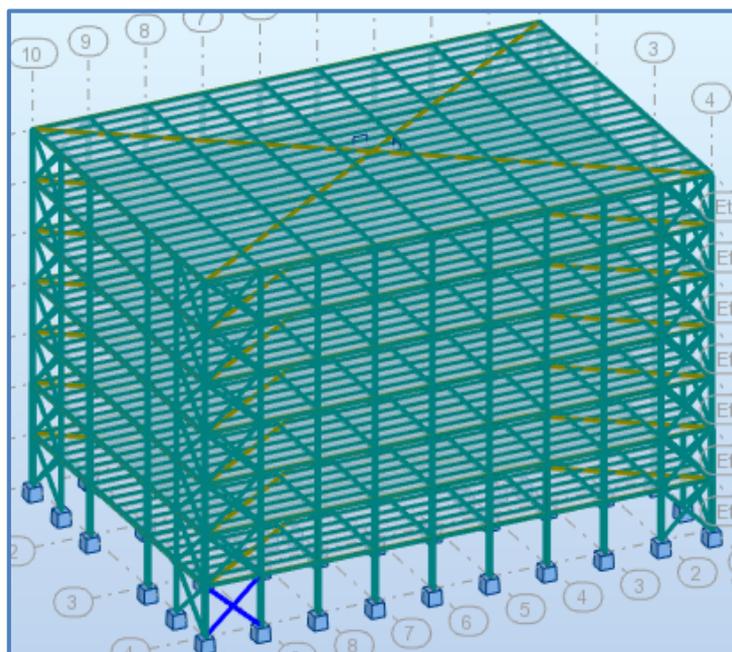
Le rôle principal des palées de stabilités est de résister aux efforts horizontaux et les transmettre aux fondations.

Les types des palées triangulées en X utilisées dans cette étude sont autorisés par le règlement parasismique algérien RPA99/2003. Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Ainsi elles peuvent être conçues pour agir seulement en traction.

➤ Palées triangulées en X → CAE150 × 12

Nom	Valeur	Unité
Section...	4 CAE 150x12	
Principal...		
Ax	139,32	[cm ²]
Iy	5312,51	[cm ⁴]
Iz	6965,20	[cm ⁴]
Dimensi...		
b	32,5	[cm]
h	30,0	[cm]
Vy	16,3	[cm]
Vpy	16,3	[cm]
Vz	15,0	[cm]
Vpz	15,0	[cm]

Figure 57 : Propriétés de la section (4CAE150*12).



➤ **Vérification sous l'effort de traction**

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 880.22 \text{ KN}$ obtenue sous la combinaison $G + Q + Ex$ (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = 139.32 \text{ cm}^2 \text{ section brute}$$

$$N_{trd} = \frac{139.32 \times 23.5}{1.1} = 2976.38 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} \leq N_{trd} \quad \text{condition vérifiée}$$

⇒ **Vérification sous l'effort de compression**

Les diagonales sont sollicitées à la compression $N_{csd} = 880.22 \text{ KN}$ donnée par la combinaison : $G + Q + Ex$

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi \cdot A \cdot \beta_A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 4CAE 150 × 12 est (4) → $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$

➤ **Longueurs de flambement**

$$L_{ky} = L_0 = 7.54 \text{ m}$$

$$L_{kz} = L_0 = 7.54 \text{ m}$$

➤ **Les rayons de giration :**

$$i_y = 6.2 \text{ m}$$

$$i_z = 7.1 \text{ m}$$

➤ **Les élancements**

Selon (y-y)

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{754}{6.2} = 121.61$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = 1.3$$

Courbe de flambement $b \rightarrow \chi_y = 0.4269$

Selon (z-z)

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{754}{7.1} = 106.20$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = 1.13$$

Courbe de flambement $c \rightarrow \chi_z = 0.4673$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.4269$$

Alors :

$$N_{c,rd} = 0.4269 \times 139.32 \times 1 \times \frac{23.5}{1.1} = 1397.68 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de flambement.

⇒ **Vérification avec le logiciel ROBOT :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
1578 Barre_CV1	4 CAE 150x12	ACIER E24	122.18	106.70	0.70	8 ACC1
5945 Barre_CV1	4 CAE 150x12	ACIER E24	116.24	101.52	0.66	8 ACC1
4380 Barre_CV1	4 CAE 150x12	ACIER E24	125.55	109.65	0.65	9 ACC2
4379 Barre_CV1	4 CAE 150x12	ACIER E24	125.55	109.65	0.65	9 ACC2
1579 Barre_CV1	4 CAE 150x12	ACIER E24	122.18	106.70	0.64	8 ACC1
1586 Barre CV1	4 CAE 150x12	ACIER E24	122.18	106.70	0.63	8 ACC1

Figure 58 : Vérification de la cornière en X 4CAE150*12.

Vérification des CV CAE150*12

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: 8 ACC1 (2+3+5)*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: 4 CAE 150x12**

h=30.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=32.5 cm	Ay=72.00 cm ²	Az=72.00 cm ²	Ax=139.32 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=5312.51 cm ⁴	Iz=6965.20 cm ⁴	Ix=66.36 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wely=354.17 cm ³	Welz=428.63 cm ³	
	Weff,y=354.17 cm ³	Weff,z=428.63 cm ³	Aeff=139.32 cm ²

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 880.22 kN	My _{Ed} = -5.97 kN*m	Mz _{Ed} = 0.07 kN*m	Vy _{Ed} = -0.06 kN
N _{c,Rd} = 3274.02 kN	My _{Ed,max} = -5.97 kN*m	Mz _{Ed,max} = 0.56 kN*m	Vy _{T,Rd} = 976.88 kN
N _{b,Rd} = 1396.06 kN	My _{c,Rd} = 83.23 kN*m	Mz _{c,Rd} = 100.73 kN*m	Vz _{Ed} = 3.48 kN
			Vz _{T,Rd} = 976.88 kN
			Tt _{Ed} = 0.00 kN*m

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

Ly = 7.54 m	Lam_y = 1.30
Lcr,y = 7.54 m	Xy = 0.43
Lamy = 122.18	kyy = 0.95



en z:

Lz = 7.54 m	Lam_z = 1.14
Lcr,z = 7.54 m	Xz = 0.51
Lamz = 106.70	kyz = 0.78

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

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.34 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.34 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$Vy_{Ed}/Vy_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 122.18 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 106.70 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(Xy \cdot N_{Rk}/gM1) + kyy \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + kyz \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

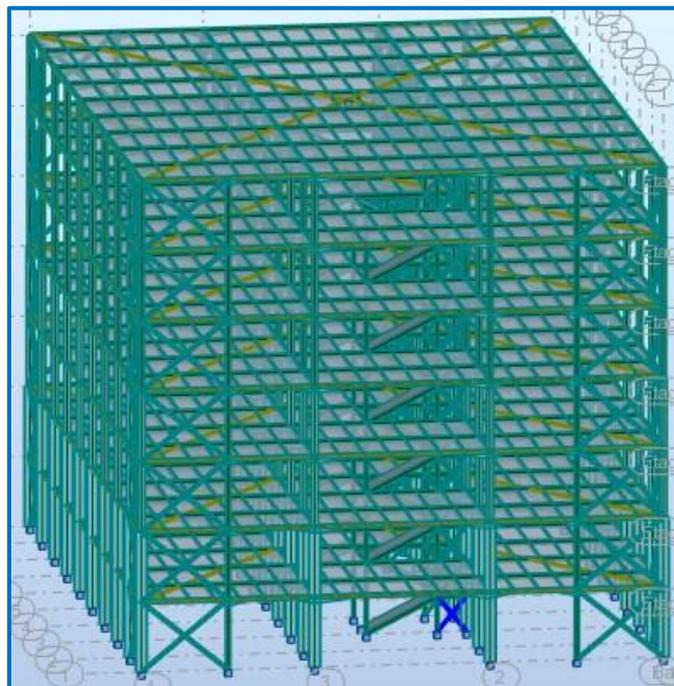
$$N_{Ed}/(Xz \cdot N_{Rk}/gM1) + kzy \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + kzz \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

➤ **Palées triangulées en X → CAE120 × 12**

Nom	Valeur	Unité
Section...	4 CAE 120x12	
Principal...		
Ax	110,16	[cm ²]
Iy	2744,13	[cm ⁴]
Iz	3852,61	[cm ⁴]
Dimensi...		
b	26,5	[cm]
h	24,0	[cm]
Vy	13,3	[cm]
Vpy	13,3	[cm]
Vz	12,0	[cm]
Vpz	12,0	[cm]

Figure 59 : propriétés de la section (4CAE120*12).



➤ **Vérification sous l'effort de traction**

Ils sont sollicités en traction avec un effort, $N_{tsd} = 455.54 \text{ KN}$, obtenue sous la combinaison $G + Q$ (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

$A = 110.16 \text{ cm}^2$ section brute

$$N_{trd} = \frac{110.16 \times 23.5}{1.1} = 2353.42 \text{ KN}$$

$N_{tsd} \leq N_{trd}$ condition vérifiée

⇒ **Vérification sous l'effort de compression**

Les diagonales sont sollicitées à la compression, $N_{c,sd} = 455.54 \text{ KN}$, donné par la combinaison : $G + Q$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 4CAE 120 × 12 est (3) → $\beta_A = 1$

➤ **Longueurs de flambement**

$$L_{ky} = L_0 = 3.20 \text{ m}$$

$$L_{kz} = L_0 = 3.20 \text{ m}$$

➤ **Les rayons de giration :**

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

$$i_z = 5.9 \text{ m}$$

➤ **Les élancements**

Selon (y-y)

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{320}{5} = 64.15$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = 0.68$$

Courbe de flambement $b \rightarrow \chi_y = 0.7999$

Selon (z-z)

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{320}{5.9} = 54.14$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = 0.58$$

Courbe de flambement $b \rightarrow \chi_z = 0.8500$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.8500$$

Alors :

$$N_{c,rd} = 0.8500 \times 110.16 \times 1 \times \frac{23.5}{1.1} = 2000 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de flambement.

⇒ Vérification avec le logiciel ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
6160 Barre_CV2	4 CAE 120x12	ACIER E24	64.15	54.14	0.87	1 ELU
6154 Barre_CV2	4 CAE 120x12	ACIER E24	64.15	54.14	0.85	1 ELU
6184 Barre_CV2	4 CAE 120x12	ACIER E24	64.15	54.14	0.84	1 ELU
6178 Barre_CV2	4 CAE 120x12	ACIER E24	64.15	54.14	0.82	1 ELU
6208 Barre_CV2	4 CAE 120x12	ACIER E24	64.15	54.14	0.81	1 ELU
6219 Barre_CV2	4 CAE 120x12	ACIER E24	64.15	54.14	0.80	1 ELU

Figure 60 : Vérification de la cornière en X 4CAE120*12.

Vérification des CV CEA120*12

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 ELU 2*1.35+(3+12)*1.50



PARAMETRES DE LA SECTION: 4 CAE 120x12

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.5 cm	Ay=57.60 cm ²	Az=57.60 cm ²	Ax=110.16 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=2744.13 cm ⁴	Iz=3852.61 cm ⁴	Ix=52.53 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wely=228.68 cm ³	Welz=290.76 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 455.54 kN	My _{Ed} = -9.04 kN*m	Mz _{Ed} = 13.65 kN*m	Vy _{Ed} = -14.33 kN
N _{c,Rd} = 2588.76 kN	My _{Ed,max} = -9.04 kN*m	Mz _{Ed,max} = -32.23 kN*m	Vy _{T,Rd} = 781.50 kN
N _{b,Rd} = 2053.41 kN	My _{c,Rd} = 53.74 kN*m	Mz _{c,Rd} = 68.33 kN*m	Vz _{Ed} = -5.47 kN
			Vz _{T,Rd} = 781.50 kN
			Tt _{Ed} = -0.04 kN*m
			Classe de la section = 3

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.20 m	Lam _y = 0.68
Lcr,y = 3.20 m	Xy = 0.79
Lamy = 64.15	kyy = 1.01



en z:

Lz = 3.20 m	Lam _z = 0.58
Lcr,z = 3.20 m	Xz = 0.85
Lamz = 54.14	kyz = 1.01

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,Ed})^2} / (fy/gM0) = 0.53 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy_{Ed}/Vy_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{y} = 64.15 < \Lambda_{y,max} = 210.00 \quad \Lambda_{z} = 54.14 < \Lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(Xy \cdot N_{Rk}/gM1) + kyy \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + kyz \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(Xz \cdot N_{Rk}/gM1) + kzy \cdot My_{Ed,max}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + kzz \cdot Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CHAPITRE 6

CALCUL DES ASSEMBLAGES

6.1 Introduction

Les ossatures de bâtiments en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun et de manière appropriée, relié aux parties environnantes de la structure. Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages. Les classes principales d'assemblages sont les suivantes :

- Assemblages où se produit un changement de direction ; assemblages poutre-poteau, assemblages poutre - poutre et assemblages entre éléments de structures en treillis.
- Assemblages d'éléments différents incluant l'assemblage de la structure en acier à d'autres parties du bâtiment comme par exemple les pieds de poteaux, les assemblages au noyau en béton et les assemblages avec des panneaux, des planchers et des toitures.

Les assemblages constituent des parties importantes de chaque structure en acier. Les propriétés mécaniques des assemblages ont une influence significative sur la raideur et la stabilité de la structure tout entière.

6.2 Assemblage des éléments de contreventement

Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t,sd} = 880.22 \text{ kN}$

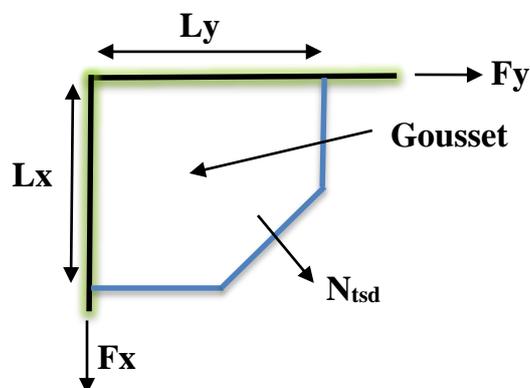


Figure 61 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

6.2.1 Assemblage gousset-nœud du portique

➤ Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur de gousset est donnée par le tableau suivant :

Tableau 30 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliquée.

F(KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

$N_t = 880.22$ KN, on prend : **e=14 mm**.

➤ Calcul de la gorge

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_{\max}$$

t_{\max} : Epaisseur maximale des pièces assemblées (gousset, semelle du poteau et la semelle de la poutre).

$$t_{\max} = t_{\text{HEB800}} = 32 \text{ mm} \rightarrow \text{donc } a = \mathbf{15 \text{ mm}}$$

➤ La longueur du cordon de soudure

La longueur du cordon est donnée par la formule suivante :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_{\omega} \times \sqrt{3}}{a \times F_u} \dots \dots \dots 1$$

$$S235 \rightarrow \begin{cases} F_u = 360\text{MPa} \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ \beta_{\omega} = 0.8 \end{cases}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (F_x et F_y).

$$\tan \frac{5}{5.65} = 0.88 \rightarrow a = 41.51^\circ \Rightarrow \begin{cases} F_y = N \cos \alpha = 659.14 \text{ KN} \\ F_x = N \sin \alpha = 583.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{A partir l'équation (1)} : \Rightarrow \begin{cases} F_y \geq 21.14 \text{ mm} \\ F_x \geq 18.71 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 22 \text{ mm} \\ L_x = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

6.2.2 Assemblage gousset-diagonale :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose trois boulons dans chaque rangée.

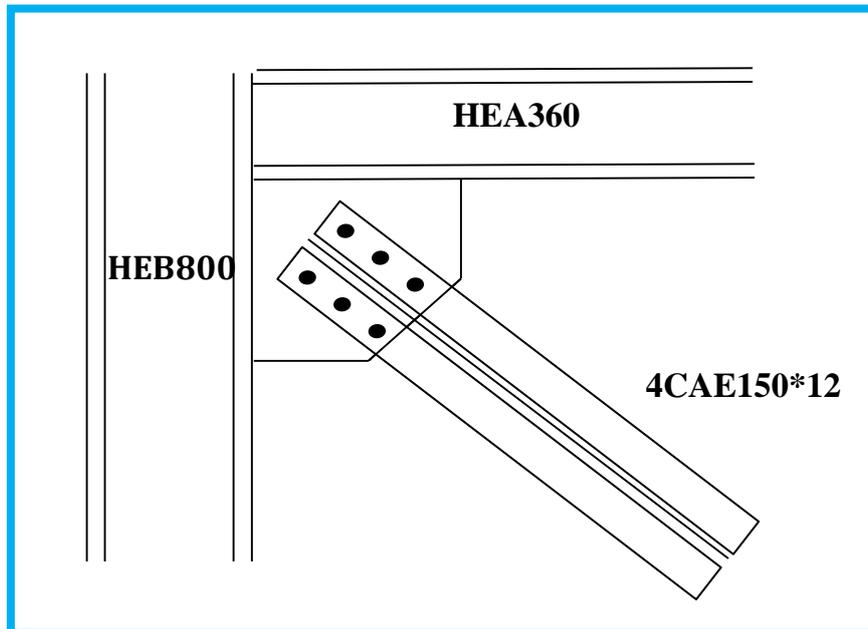


Figure 62 : assemblage des diagonales sur gousset.

➤ Distribution de l'effort normal sur les boulons

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p}$$

Avec

p : Nombre de plan de cisaillement

n : Nombre de boulons

$$F_{v,sd} = \frac{880.22}{6 \times 2} = 73.35 \text{ KN}$$

➤ Dimensionnement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0.6 \times A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{F_{v,sd} \gamma_{Mb}}{0.6 f_{ub}} = \frac{73.35 \times 10^3 \times 1.25}{0.6 \times 800} = 191.01 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type **M18** $\Rightarrow A_s = 192 \text{ mm}^2$

➤ **Disposition constructive**

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} p_2 = 100 \text{ mm} \\ e_1 = 50 \text{ mm} \\ e_2 = 50 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Avec :

$$d_0 = 20 \text{ mm} \text{ et } t_f = 12 \text{ mm}$$

➤ **Vérifications nécessaires :**

• **La pression diamétrale**

La vérification réglementaire est la suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

❖ **Gousset**

$$F_{v,sd} = 73.35 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

Et :

$\gamma_{Mb} = 1.5$: Résistance des boulons sollicités à la traction.

$\gamma_{Mb} = 1.25$: Résistance des boulons sollicités autre qu'à la traction.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_0}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0.76$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.76 \times 360 \times 18 \times 12 \times 10^{-3}}{1.25} = 118.20 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 73.35 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 118.20 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **La cornière**

$$F_{v,sd} = 73.35 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.76 \times 360 \times 18 \times 12 \times 10^{-3}}{1.25} = 118.20 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 73.35 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 118.20 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la section nette de la cornière**

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = 0.9 \times A_{net} \times f_{ub} / \gamma_{Mb}$$

Avec :

$$A_{net} = e \times (b - n_1 \phi + \frac{\sum l_i^2}{4t_i})$$

$$A_{net} = 12(325 - 1 \times 20) = 3660 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times 3660 \times 800 \times 10^{-3}}{1.5} = \mathbf{1756.8 \text{ KN}}$$

$$F_{t,sd} = \frac{880.22}{6} = \mathbf{146.70 \text{ KN}}$$

$$F_{t,sd} = 73.35 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 118.20 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6.3 Assemblage solive-poutre principale

➤ **Assemblages par double cornière :**

Ils sont de loin les plus répandus, notamment en Algérie, pour assembler les solives ou les poutres secondaires du plancher sur les poutres principales. Les boulons utilisés sont des boulons ordinaires non précontraints, autorisant un certain glissement. Ce fait ainsi que la souplesse intrinsèque des cornières confèrent à la poutre supportée une certaine latitude pour tourner. C'est la raison pour laquelle ce type d'assemblage est considéré comme une articulation par conséquent ne transmet pas de moment fléchissant. Le seul effort global transmis est l'effort tranchant V_{sd} correspondant à la réaction de la poutre supportée sur la poutre support.

➤ **Caractéristiques des éléments d'assemblage :**

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{sd} = 2.82 \text{ KN}$. Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 8.8 caractérisé par :

$F_{yb} = 640 \text{ MPa}$ (Limite d'élasticité).

$F_{ub} = 800 \text{ MPa}$ (Limite de la résistance ultime à la traction).

Solive : IPE 220

Poutre principale : HEB360

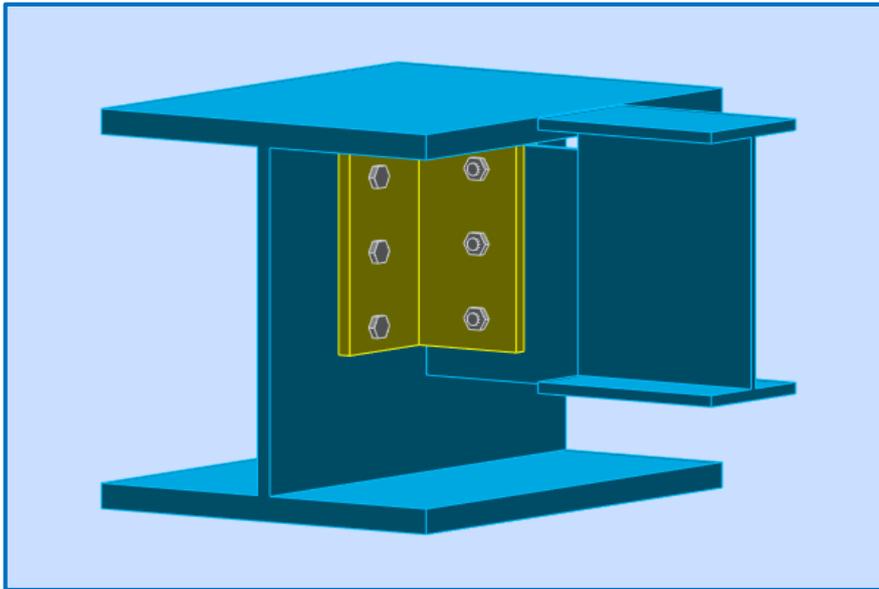


Figure 63 : Assemblage solive-poutre principale.

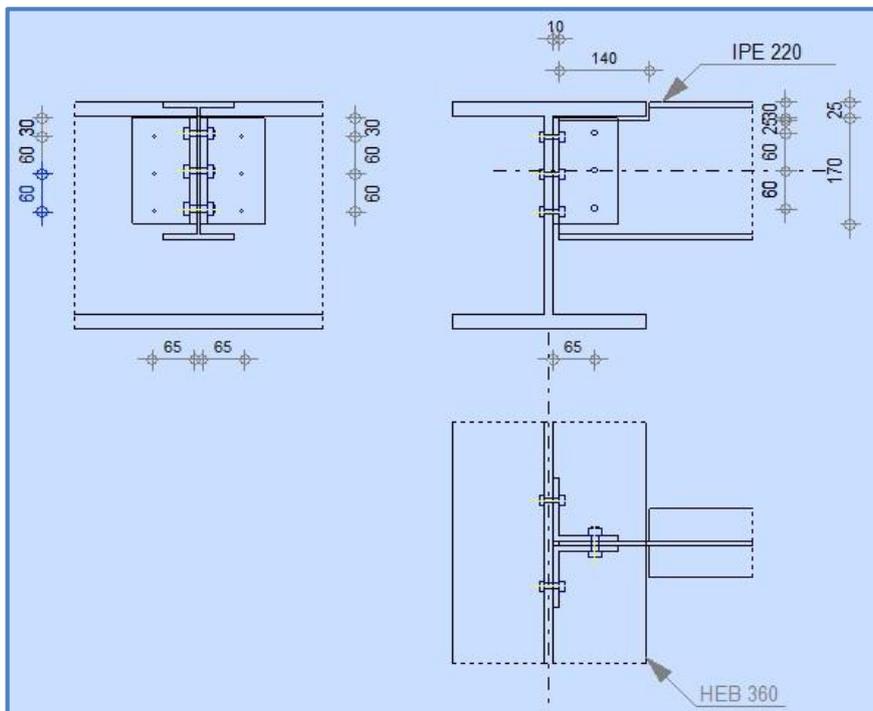


Figure 64 : Schéma assemblage solive-poutre principale.

➤ Dimensionnement des boulons

a) Coté solive

$$F_{s,rd} = (K_s \times \mu \times \frac{n}{\gamma_{ms}} F_{p,crd}) \text{ (CCM97 art6.5.6.1)}$$

$$F_{p,crd} = 0.7 A_s f_{ub}$$

Avec :

$F_{s,rd}$: Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontrainte.

$F_{p,crd}$: Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage).

n : Nombre d'interface de frottement.

μ : coefficient de frottement.

K_s : Facteur de forme.

γ_{ms} : 1.25 (Résistance au cisaillement).

→ Il faut satisfaite la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} < F_{s,rd}$$

Avec :

n_b : Nombre de boulons.

$$A_s \geq \frac{V \times \gamma_{Ms}}{K_s \times n_b \times n \times \mu \times f_{ub}} = \frac{2.82 \times 1.25 \times 10}{1 \times 3 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 800} = \mathbf{1.03 \text{ mm}^2}$$

On adopte des boulons de type **M8** $\Rightarrow A_s = \mathbf{36.6 \text{ mm}^2}$

b) Coté poutre principale

On adopte des boulons de type **M8** $\Rightarrow A_s = \mathbf{36.6 \text{ mm}^2}$

❖ Choix de la cornière

On a choisis une cornière L100*100*10

➤ Disposition géométrique

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1.2d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1.5d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} p_2 = \mathbf{60 \text{ mm}} \\ e_2 = \mathbf{60 \text{ mm}} \\ e_1 = \mathbf{30 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

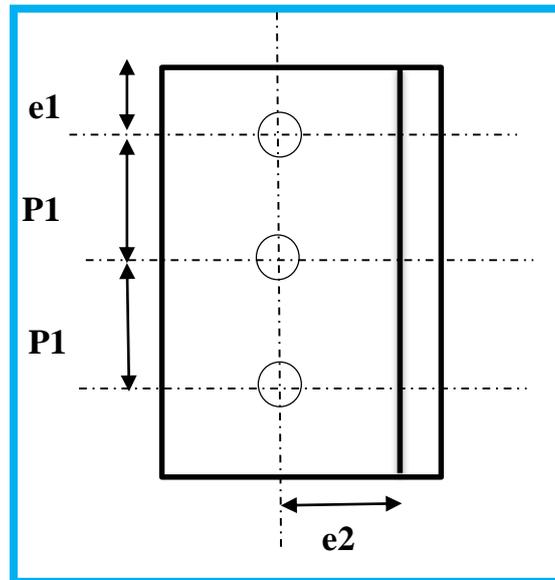


Figure 65 : Disposition des boulons.

➤ Vérification des boulons au cisaillement

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

$$F_{s,rd} = (K_s \times \mu \times \frac{n}{\gamma_{ms}} F_{p,crd})$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} < F_{s,rd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{2.82}{3} = 0.94 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 2 \times 0.7 \times 0.58 \times 800 \times 10^{-1}}{1.25} = 15.59 \text{ KN}$$

$$\frac{V}{n_b} = 0.94 \text{ KN} < F_{s,rd} = 15.59 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6.4 Assemblage poteau-poutre principale

Le principe de cet assemblage est de souder une platine en bout de la poutre principale « **HEB360** », qui est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre pour permettre son assemblage avec le poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant, Dont la combinaison la plus défavorable est : **1.35G+1.5Q**

M_{b1,Ed} = 1088.34 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

V_{b1,Ed} = 475.21 [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

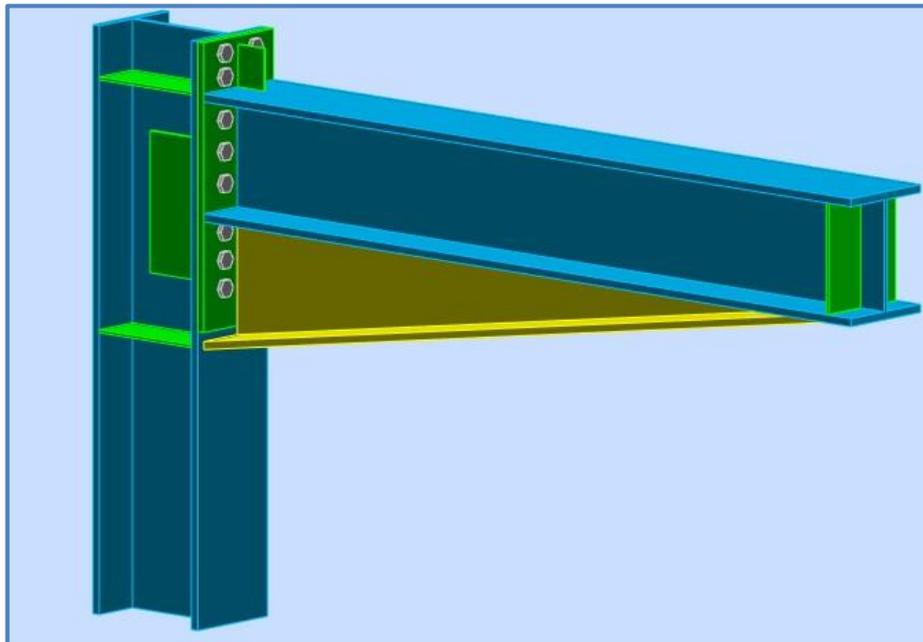


Figure 66 : Assemblage poteau-poutre principale.

Pour assurer une meilleure résistance aux flexions, qui en sont les sollicitations prédominantes, deux jarrets sont installés sous et dessus de la poutre ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

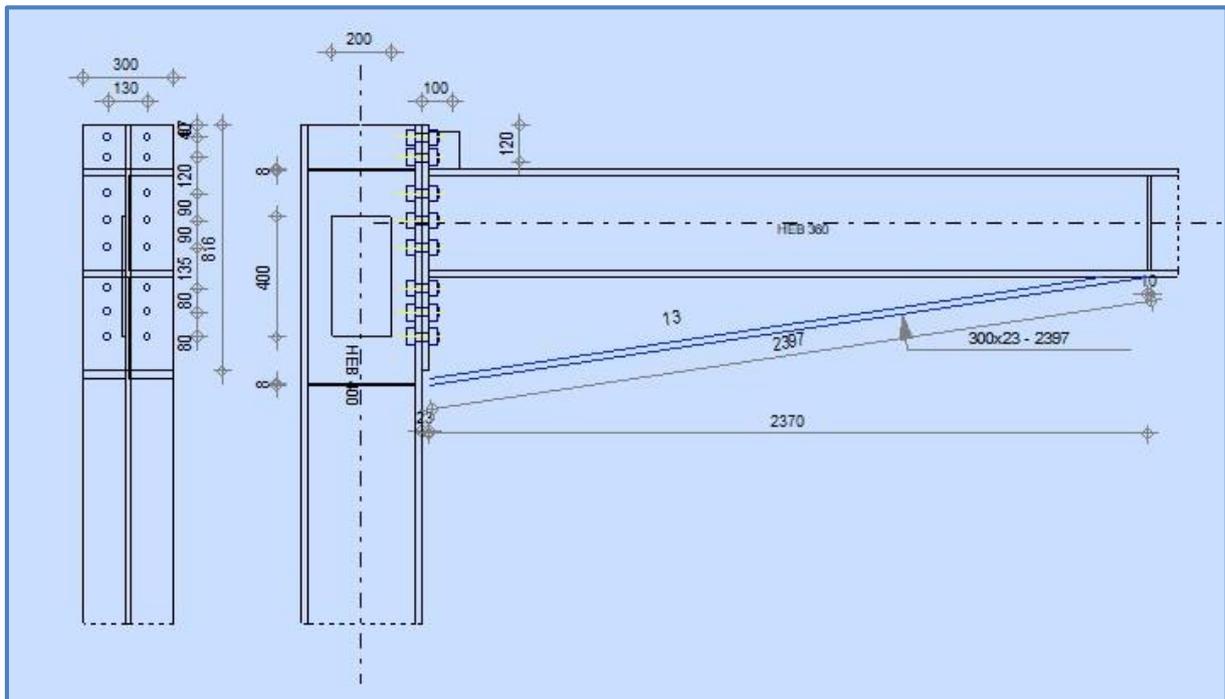


Figure 67 : Schéma assemblage poteau-poutre principale.

POTEAU

Profilé:	HEB 400		
Barre N°:	312		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	400	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	24	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	197,78	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	57680,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:	HEB 360		
Barre N°:	336		
$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	13	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	23	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	180,63	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	43193,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	27	[mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR	10.9 Classe du boulon		
$F_{tRd} =$	396,58	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	40	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	130 [mm]		
Entraxe $p_i =$	67;120;90;90;135;80;80 [mm]		

PLATINE

$h_p =$	816	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	23	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	23	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	360	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	13	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	2370	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	8,6	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR SUPERIEUR

$h_u = 120$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $t_{wu} = 5$ [mm] Epaisseur du raidisseur vertical
 $l_u = 100$ [mm] Longueur du raidisseur vertical
 Matériau: ACIER
 $f_{yu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

PLATINE - RENFORT AME DU POTEAU

Typ: d'un côté
 $h_a = 400$ [mm] Longueur de la platine
 $w_a = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_a = 10$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E24
 $f_{ya} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 12$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 12$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 12$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 8$ [mm] Soudure horizontale
 $a_{p1} = 10$ [mm] Soudure horizontale
 $a_{p2} = 10$ [mm] Soudure verticale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 1: ELU $2*1.35 + (3+12)*1.50$

$M_{b1,Ed} = 1086,04$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 476,83$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -0,02$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{b2,Ed} = 626,64$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche
 $V_{b2,Ed} = 360,61$ [kN] Effort tranchant dans la poutre gauche
 $N_{b2,Ed} = 0,02$ [kN] Effort axial dans la poutre gauche

$M_{b1,Ed} = 1086,04$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} = 259,39$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} = -110,31$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} = -1708,28$	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} = -4,47$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} = 95,91$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} = -865,66$	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 180,63$	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd} = 4244,81$	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 111,59$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} = 1514,06$	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		$0,31 < 1,00$	vérifié (0,31)

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 1086,04$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 626,64$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -110,31$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 95,91$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 779$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 692,75$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,61 < 1,00$	vérifié (0,61)
----------------------------------	--	---------------	-----------------------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2, F_{c,wb,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp})$			
$N_{j,Rd} = 3965,63$	[kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
---------------------------------	--	---------------	-----------------------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 396,58$	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 512,70$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]

- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	813	577,23	577,23	761,71	611,14	-	793,15	1025,41
2	746	531,78	681,28	1019,58	661,64	-	793,15	1025,41
3	626	639,45	666,32	1019,58	639,45	833,76	793,15	1025,41
4	536	153,65	648,16	1019,58	616,12	833,76	793,15	1025,41
5	446	-	648,16	1019,58	616,12	833,76	793,15	1025,41
6	311	-	648,16	1019,58	616,12	833,76	793,15	1025,41
7	231	-	648,16	1019,58	616,12	833,76	793,15	1025,41
8	151	-	647,13	1019,58	616,12	833,76	793,15	1025,41

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$
 $M_{j,Rd} = 1347,93$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,81 < 1,00$ **vérifié** (0,81)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

- $\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $\beta_{Lf} = 0,95$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]
 $F_{v,Rd} = 314,10$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 396,58$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 289,63$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 210,24$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	793,15	-0,00	577,23	465,08	465,08	365,08
2	793,15	-0,00	531,78	428,46	428,46	385,80
3	793,15	-0,00	639,45	515,21	515,21	336,72
4	793,15	-0,00	153,65	123,79	123,79	558,16
5	793,15	-0,00	0,00	0,00	-0,00	579,25
6	793,15	-0,00	0,00	0,00	-0,00	579,25
7	793,15	-0,00	0,00	0,00	-0,00	579,25
8	793,15	-0,00	0,00	0,00	-0,00	579,25

- $F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
 $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
 $F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $V_{j,Rd} = 3962,79$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,12 < 1,00$ **vérifié** (0,12)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	324,18	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	151,80	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	172,38	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	201322,04	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	158,33	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	158,33	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{ } =$	27,66	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	316,66 < 365,00	vérifié	(0,87)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	320,26 < 365,00	vérifié	(0,88)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9*f_u / \gamma_{M2}$	158,33 < 262,80	vérifié	(0,60)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	6	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	19	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	27	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	82	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	9	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	78,65	4701,55
1	813	2	19	17	1	11,13	904,29
2	746	6	57	21	3	21,81	1626,48
3	626	5	49	27	3	17,30	1082,13
4	536	2	23	11	2	8,08	432,69
5	446	3	28	13	2	8,06	359,25
6	311	3	27	13	2	5,42	168,31
7	231	2	20	10	1	3,15	72,66
8	151	4	42	22	2	3,70	55,74

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} =$	61236,21	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	3827,26	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,88

POTEAU

Profilé:	HEB 400		
Barre N°:	365		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	400	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	24	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	197,78	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	57680,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	HEA 240		
Barre N°:	600		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	230	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	240	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	76,84	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	7763,18	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x12		
$h_k =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR

Profilé:	CAE 150x12		
$h_k =$	150	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	150	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	16	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
Matériau:	ACIER		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI INFERIEUR

Profilé:	CAE 150x12		
----------	------------	--	--

$h_k =$	150 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	150 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	12 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	16 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
Matériau: ACIER		
$f_{yk} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,00 [MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	12 [mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	13 [mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84 [cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13 [cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa] Résistance à la traction
$k =$	1 Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2 Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35 [mm] Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	12 [mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	13 [mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84 [cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13 [cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa] Résistance à la traction
$k =$	1 Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2 Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35 [mm] Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR AU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	14 [mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	15 [mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15 [cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54 [cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa] Résistance à la traction
$k =$	2 Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2 Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	45 [mm] Niveau du premier boulon
$p_2 =$	60 [mm] Écartement
$p_1 =$	60 [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8	Classe du boulon
$d =$	14 [mm] Diamètre du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	2,00	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	60 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR AU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	45 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	60 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	60 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 14: G+Q+T $2*1.35+3*1.50+13*0.80$

$N_{b,Ed} =$	0,00 [kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	-10,93 [kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	-39,41 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

$N_{w,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort axial dans l'âme	$N_{w,Ed} = (N_{b,Ed} \cdot A_w) / A_b$
$N_{fu,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort axial dans la semelle supérieure	$N_{fu,Ed} = (N_{b,Ed} \cdot A_f) / A_b$
$N_{fi,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort axial dans la semelle inférieure	$N_{fi,Ed} = (N_{b,Ed} \cdot A_f) / A_b$

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 6,26 < 65,14$	vérifié	(0,07)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 2,73 < 65,14$	vérifié	(0,03)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$6,83 < 65,14$	vérifié	(0,10)

Traction des boulons

$e = 72$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau		
$M_{0t} = 0,3$ [kN* 9 m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$	
$F_{t,Ed} = 6,5$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$6,53 < 72,58$	vérifié	(0,09)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 6,83$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

$F_{x,Ed} = 13,07$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z,Ed} = 5,46$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Ed} = 14,17$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} = 65,70$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 65,70$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 13,07 < 65,70$	vérifié	(0,20)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 5,46 < 65,70$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$14,17 < 130,29$	vérifié	(0,11)

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR AU POTEAU

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - APPAREIL D'APPUI SUP.

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR A LA POUTRE

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE APPAREIL D'APPUI - POUTRE

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = -42,83$ [kN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = [N_{fu,Ed} + M_{b,Ed} / h_{br}] / n$	
$F_{Rd} = 59,11$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	$F_{Rd} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1}, F_{bRd2})$	

$$|F_{Ed}| \leq F_{Rd} \quad |-42,83| < 59,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,72)$$

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR AU POTEAU

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - APPAREIL D'APPUI INF.

Traction des boulons

$$F_{t,Ed} = 42,83 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de traction dans le boulon extrême} \quad F_{t,Ed} = [0.5 \cdot N_{b,Ed} - M_{b,Ed}/z]/n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 42,83 < 99,36 \quad \text{vérifié} \quad (0,43)$$

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR A LA POUTRE

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE APPAREIL D'APPUI INF. - POUTRE

Cisaillement des boulons

$$F_{Ed} = 42,83 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le boulon} \quad F_{Ed} = [N_{fi,Ed} - M_{b,Ed}/h_{br}]/n$$

$$F_{Rd} = 59,11 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad F_{Rd} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1}, F_{bRd2})$$

$$|F_{Ed}| \leq F_{Rd} \quad |42,83| < 59,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,72)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$$A_{nt} = 5,64 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 6,84 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 257,49 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}/\gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,00| < 257,49 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 3,52 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 6,52 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 191,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}/\gamma_{M0}$$

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,00| < 191,46 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$$A_{nt} = 3,42 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 9,06 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 172,86 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}/\gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-5,46| < 172,86 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 3,26 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 9,41 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 175,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}/\gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-10,93| < 175,34 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 7,80$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 6,24$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,72 < 0,80$$

$W_{net} = 33,06$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 7,77$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-0,39| < 7,77 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$A_v = 15,60$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = I_a \cdot t_{fa}$$

$A_{v,net} = 12,48$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 211,66$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |-5,46| < 211,66 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 8,63$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 6,68$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,70 < 0,80$$

$W_{net} = 63,30$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 14,88$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-0,78| < 14,88 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$A_v = 17,25$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 15,30$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 234,04$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |-10,93| < 234,04 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,72

6.6 Assemblage poteau-poteau

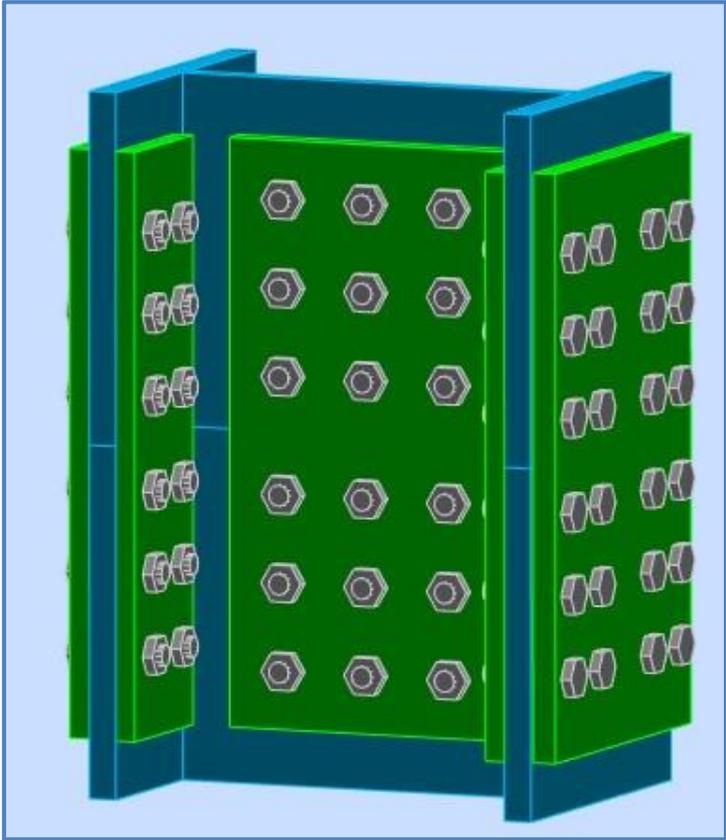


Figure 70 : Vue assemblage poteau-poteau.

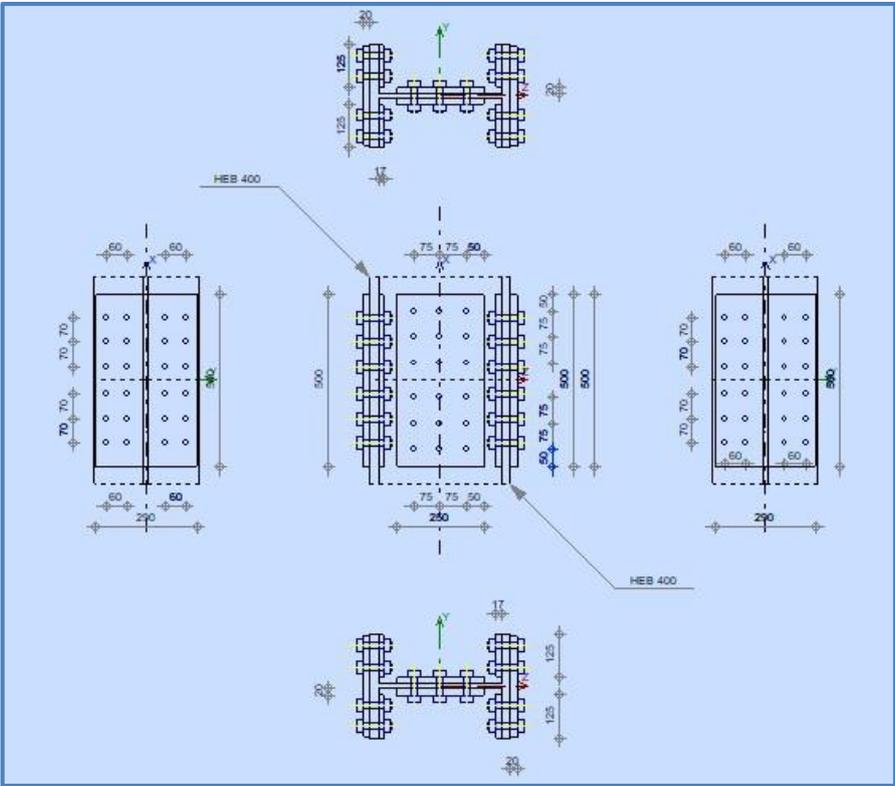


Figure 71 : Schéma assemblage poteau-poteau.

POTEAU INFERIEUR

Profilé:	HEB 400		
$h_{c1} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fc1} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wc1} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fc1} =$	24	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{c1} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{c1} =$	197,78	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yc1} =$	57680,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yc1} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc1} =$	365,00	[MPa]	

POTEAU SUPERIEUR

Profilé:	HEB 400		
$h_{c2} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fc2} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wc2} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fc2} =$	24	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{c2} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{c2} =$	197,78	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yc2} =$	57680,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yc2} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc2} =$	365,00	[MPa]	

ÉCLISSE D'AME

Type:	de deux côtés		
$l_{pw} =$	500	[mm]	Longueur de la platine
$h_{pw} =$	250	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{pw} =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{ypw} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{upw} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} =$	500	[mm]	Longueur de la platine
$h_{pe} =$	290	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{pe} =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{ype} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{upe} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

PLATINE INTERNE DROITE

$l_{pi} =$	500	[mm]	Longueur de la platine
$h_{pi} =$	125	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{pi} =$	17	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{ypi} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{upi} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} =$	500	[mm]	Longueur de la platine
$h_{pe} =$	290	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{pe} =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER			
$f_{ype} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{upe} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

PLATINE INTERNE GAUCHE

$l_{pi} =$	500	[mm]	Longueur de la platine
$h_{pi} =$	125	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{pi} =$	17	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER			
$f_{ypi} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{upi} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

PAROI INFERIEURE**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon	
$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1200,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	3		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	50	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	75	[mm]	Ecartement
$p_1 =$	75	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon	
$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1200,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	60	[mm]	Ecartement
$p_1 =$	70	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon	
$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
$d_0 =$	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	60 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	70 [mm]	Entraxe

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	3	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	50 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	75 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	75 [mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	60 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	70 [mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
$A_v = 2,54$ [cm ²]		Aire de la section du boulon
$f_{yb} = 900,00$ [MPa]		Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]		Résistance du boulon à la traction
$n_h = 2$		Nombre de colonnes des boulons
$n_v = 3$		Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 40$ [mm]		Niveau du premier boulon
$p_2 = 60$ [mm]		Ecartement
$p_1 = 70$ [mm]		Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

$N_{Ed1} = 1248,90$ [kN]	Effort axial
$V_{z,Ed1} = 178,24$ [kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed1} = 411,39$ [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 293,1$ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon] $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 147,83$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 177,39$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 438,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	--

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 438,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 100,52 < 147,83$	vérifié	(0,68)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 74,22 < 177,39$	vérifié	(0,42)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$124,95 < 293,15$	vérifié	(0,43)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 293,15$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 210,24$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{by} = 0,58$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,58 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1y} = 183,96$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette**Direction x**

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,92$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,92 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 445,67$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{by} = 0,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,50 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2y} = 243,09$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME**cisaillement des boulons**

$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -43,01 < 210,24$	vérifié	(0,20)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,56 < 183,96$	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$43,04 < 293,15$	vérifié	(0,15)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 293,15$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 210,24$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,58$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $0,58 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 183,96$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,92$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,92 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 445,67$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $0,50 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 243,09$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ 117,28 < 210,24$	vérifié	(0,56)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,56 < 183,96$	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$117,29 < 293,15$	vérifié	(0,40)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		30,37	20,25	-178,24 (*1)	707,77 (*)	0,25	vérifié
2		20,25	113,71	414,92 (*2)	3595,10 (**)	0,12	vérifié
3		20,25	113,71	414,92 (*2)	3595,10 (**)	0,12	vérifié
4		40,50	14,85	414,92 (*2)	983,11 (**)	0,42	vérifié
5		31,20	15,60	1378,73 (*3)	1757,67 (***)	0,78	vérifié
6		124,80	19,20	1378,73 (*3)	2253,89 (***)	0,61	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*3) $V_0 = N_{fiEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(***) $V_{effRd} = 2 \cdot [f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		30,00	30,00	-89,12 (*1)	845,03 (*)	0,11	vérifié
2		30,00	30,00	207,46 (*2)	1283,03 (**)	0,16	vérifié
3		30,00	30,00	207,46 (*2)	1283,03 (**)	0,16	vérifié
4		60,00	22,00	207,46 (*2)	1456,46 (**)	0,14	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

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		32,00	32,00	-1,24 (*1)	901,37 (*)	0,00	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE INTERNE 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		27,20	10,20	541,49 (*1)	666,88 (**)	0,81	vérifié
2		27,20	11,05	541,49 (*1)	691,70 (**)	0,78	vérifié
3		54,40	6,80	541,49 (*1)	936,64 (**)	0,58	vérifié

(*1) $V_0 = N_{fiEd}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

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		32,00	32,00	-1,24 (*1)	901,37 (*)	0,00	vérifié
2		32,00	38,00	865,35 (*2)	1543,77 (**)	0,56	vérifié
3		64,00	34,00	865,35 (*2)	1861,13 (**)	0,46	vérifié
4		64,00	34,00	865,35 (*2)	1861,13 (**)	0,46	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(*) $V_0 = N_{fileEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t = 75,13$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 55,93$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ 0,67 < 0,80

$W = 2884,02$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 2884,02$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 677,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ |-411,39| < 677,75 **vérifié** (0,61)

$A_v = 54,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 45,90$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 732,66$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ |-178,24| < 732,66 **vérifié** (0,24)

ÉCLISSE D'AME

$A_t = 33,83$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 25,83$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ 0,69 < 0,80

$W = 208,33$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 199,82$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 46,96$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ |-24,49| < 46,96 **vérifié** (0,52)

$A_v = 50,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 38,00$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 678,39$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ |-89,12| < 678,39 **vérifié** (0,13)

PLATINE EXTERNE DROITE

$A_t = 58,00$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 42,00$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ 0,65 < 0,80

$W = 280,33$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 190,31$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 44,72$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ |1,54| < 44,72 **vérifié** (0,03)

$A_v = 58,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 42,00$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 786,93$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ |-0,72| < 786,93 **vérifié** (0,00)

PLATINE INTERNE DROITE

$A_t =$	42,50	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	35,70	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$			0,76 < 0,80	

$W =$	253,82	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	166,84	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	39,21	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			1,44 < 39,21	vérifié (0,04)

$A_v =$	21,25	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} =$	7,65	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 103,79$	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$			-0,52 < 103,79 vérifié (0,01)

PLATINE INTERNE GAUCHE

$A_t =$	42,50	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	35,70	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$			0,76 < 0,80	

$W =$	253,82	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	166,84	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	39,21	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			1,44 < 39,21	vérifié (0,04)

$A_v =$	21,25	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} =$	7,65	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 103,79$	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$			-0,52 < 103,79 vérifié (0,01)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t =$	58,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	42,00	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$			0,65 < 0,80	

$W =$	280,33	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	190,31	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	44,72	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			1,54 < 44,72	vérifié (0,03)

$A_v =$	58,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} =$	42,00	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 786,93$	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$			-0,72 < 786,93 vérifié (0,00)

PAROI SUPERIEURE

Effort axial

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_y, E_d)$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 100,00$	260,14	-	$N_{Ed,pw} = 260,14$
	$A_{pfue} = 58,00$	150,88	-781,95	$N_{Ed,pfue} = -631,07$
	$A_{pfui} = 42,50$	110,56	-457,07	$N_{Ed,pfui} = -346,51$

Platine	A _i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i (M _{y,Ed}) [kN]	Force résultante N _{Ed,i} [kN]
	A _{pfli} = 42,50	110,56	457,07	N_{Ed,pfli}= 567,63
	A _{pfle} = 58,00	150,88	781,95	N_{Ed,pfle}= 932,84

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfli} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A _i [cm ²]	V _{z,Ed,i} [kN]
	A _{z,pw} = 100,00	V _{z,Ed,pw} = -200,71

Effort tranchant Y

Platine	A _{y,i} [cm ²]	V _{y,Ed,i} [kN]
	A _{y,fupe} = 58,00	V _{y,Ed,fupe} = -0,83
	A _{y,fupi} = 42,50	V _{y,Ed,fupi} = -0,60
	A _{y,flpi} = 42,50	V _{y,Ed,flpi} = -0,60
	A _{y,flpe} = 58,00	V _{y,Ed,flpe} = -0,83

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfli} + A_{pfle})$$

Moment fléchissant Y

Platine	I _{y,i} [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i} [kN*m]	Force résultante M _{y,Ed,i} [kN*m]
	I _{y,pw} = 5208,33	-33,41	M_{y,Ed,pw}= -33,41
	I _{y,pfue} = 25597,33	-164,21	-
	I _{y,pfui} = 11934,14	-76,56	-
	I _{y,pfli} = 11934,14	-76,56	-
	I _{y,pfle} = 25597,33	-164,21	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + 2 * I_{pfui} + 2 * I_{pfli} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	I _{z,i} [cm ⁴]	M _{z,i} [kN*m]
	I _{z,pfue} = 4064,83	M_{z,Ed,pfue}= 1,84
	I _{z,pfui} = 3807,29	M_{z,Ed,pfui}= 1,72
	I _{z,pfli} = 3807,29	M_{z,Ed,pfli}= 1,72
	I _{z,pfle} = 4064,83	M_{z,Ed,pfle}= 1,84

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfui} + 2 * I_{z,pfli} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 293,1$ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon] $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 147,83$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 177,39$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 438,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 438,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 93,91 < 147,83$	vérifié	(0,64)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 87,30 < 177,39$	vérifié	(0,49)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$128,22 < 293,15$	vérifié	(0,44)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 293,15$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 210,24$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,58$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$	$0,58 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1y} = 183,96$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,92$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,92 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 445,67$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	
		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,50 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 243,09$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	
		$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ÉTAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -75,68 < 210,24$	vérifié	(0,36)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,86 < 183,96$	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$75,70 < 293,15$	vérifié	(0,26)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 293,15$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 210,24$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	
		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,58$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,58 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 183,96$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	
		$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,92$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,92 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 445,67$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	
		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{by} = 0,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,50 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 243,09$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ 124,97 < 210,24$	vérifié	(0,59)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,86 < 183,96$	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$124,98 < 293,15$	vérifié	(0,43)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		30,37	20,25	-200,71 (*1)	707,77 (*)	0,28	vérifié
2		20,25	113,71	260,14 (*2)	3595,10 (**)	0,07	vérifié
3		20,25	113,71	260,14 (*2)	3595,10 (**)	0,07	vérifié
4		40,50	14,85	260,14 (*2)	983,11 (**)	0,26	vérifié
5		31,20	15,60	1465,29 (*3)	1757,67 (***)	0,83	vérifié
6		124,80	19,20	1465,29 (*3)	2253,89 (***)	0,65	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd2}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*3) $V_0 = N_{flEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

(***) $V_{effRd} = 2 * [f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}]$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		30,00	30,00	-100,36 (*1)	845,03 (*)	0,12	vérifié
2		30,00	30,00	130,07 (*2)	1283,03 (**)	0,10	vérifié
3		30,00	30,00	130,07 (*2)	1283,03 (**)	0,10	vérifié
4		60,00	22,00	130,07 (*2)	1456,46 (**)	0,09	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd2}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

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		32,00	32,00	-1,43 (*1)	901,37 (*)	0,00	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd2}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE INTERNE 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		27,20	10,20	567,63 (*1)	666,88 (**)	0,85	vérifié
2		27,20	11,05	567,63 (*1)	691,70 (**)	0,82	vérifié
3		54,40	6,80	567,63 (*1)	936,64 (**)	0,61	vérifié

(*1) $V_0 = N_{filEd}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

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		32,00	32,00	-1,43 (*1)	901,37 (*)	0,00	vérifié
2		32,00	38,00	932,84 (*2)	1543,77 (**)	0,60	vérifié
3		64,00	34,00	932,84 (*2)	1861,13 (**)	0,50	vérifié
4		64,00	34,00	932,84 (*2)	1861,13 (**)	0,50	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd2}$

(*2) $V_0 = N_{fleEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t = 75,13$ [cm²] Aire de la zone tendue de la sectionu brute

$A_{t,net} = 55,93$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,67 < 0,80$

$W = 2884,02$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 2884,02$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 677,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|-514,95| < 677,75$ **vérifié** (0,76)

$A_v = 54,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 45,90$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 732,66$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|-200,71| < 732,66$ **vérifié** (0,27)

ÉCLISSE D'AME

$A_t = 29,63$ [cm²] Aire de la zone tendue de la sectionu brute

$A_{t,net} = 21,63$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,66 < 0,80$

$W = 208,33$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 199,82$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 46,96$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	(0, 62)
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -29,25 < 46,96$	vérifié	

$A_v = 50,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 38,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$

$V_{pl,Rd} = 678,39$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	(0, 15)
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -100,36 < 678,39$	vérifié	

PLATINE EXTERNE DROITE

$A_t = 58,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 42,00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,65 < 0,80$	

$W = 280,33$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 190,31$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 44,72$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	(0, 04)
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 1,84 < 44,72$	vérifié	

$A_v = 58,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 42,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$

$V_{pl,Rd} = 786,93$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	(0, 00)
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,83 < 786,93$	vérifié	

PLATINE INTERNE DROITE

$A_t = 42,50$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 35,70$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,76 < 0,80$	

$W = 253,82$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 166,84$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 39,21$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	(0, 04)
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 1,72 < 39,21$	vérifié	

$A_v = 21,25$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 7,65$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$

$V_{pl,Rd} = 103,79$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	(0, 01)
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,60 < 103,79$	vérifié	

PLATINE INTERNE GAUCHE

$A_t = 42,50$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 35,70$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,76 < 0,80$	

$W = 253,82$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 166,84$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 39,21$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	(0, 04)
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 1,72 < 39,21$	vérifié	

$A_v = 21,25$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 7,65$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$

$V_{pl,Rd} = 103,79$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	(0, 01)
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,60 < 103,79$	vérifié	

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$$A_t = 58,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,\text{net}} = 42,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,\text{net}}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,65 < 0,80$$

$$W = 280,33 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur élastique de la section}$$

$$W_{\text{net}} = 190,31 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,\text{Rdnet}} = 44,72 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,\text{Rdnet}} = W_{\text{net}} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,\text{Rdnet}} \quad |1,84| < 44,72 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

$$A_v = 58,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = h_p \cdot t_p$$

$$A_{v,\text{net}} = 42,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,\text{net}} = A_v \cdot n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

$$V_{pl,\text{Rd}} = 786,93 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,\text{Rd}} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,\text{Rd}} \quad |-0,83| < 786,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,85

6.7 Calcul des pieds de poteau**Introduction**

Les pieds de poteau ont pour rôle de transmettre les efforts aux fondations. Cette liaison a aussi un rôle dans la stabilité des bâtiments pour absorber les efforts de flexion. La plaque d'assise (platine) sont des plaques soudés en bout de poteau doit être suffisamment épaisse ou comporter des raidisseurs pour absorber les efforts de soulèvement (vent). On utilise des boulons (tige d'ancrage) moyen dans le béton de fondation.

6.7.1 Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée avec l'effort de compression maximal ($N=6313.61\text{kN}$) et le moment ($M=0.67\text{kN.m}$) par la relation suivante :

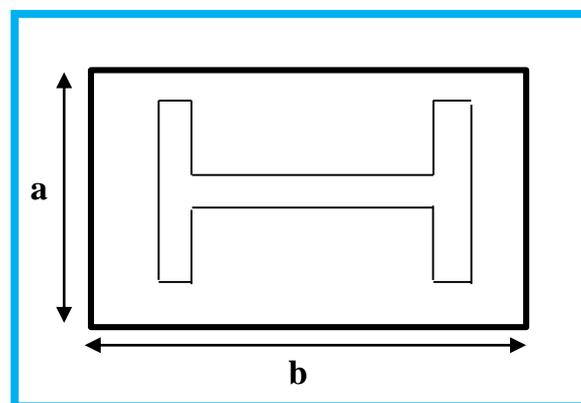


Figure 72 : Dimension de la platine.

$$\delta < \bar{\delta} \rightarrow \frac{N_t}{b \times a} + \frac{6 \times M}{b \times h^2} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Soit $b = 1.1 \text{ m}$ $a > 0.82 \Rightarrow$ soit $a = 0.95 \text{ m}$

6.7.2 Tiges d'ancrages

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

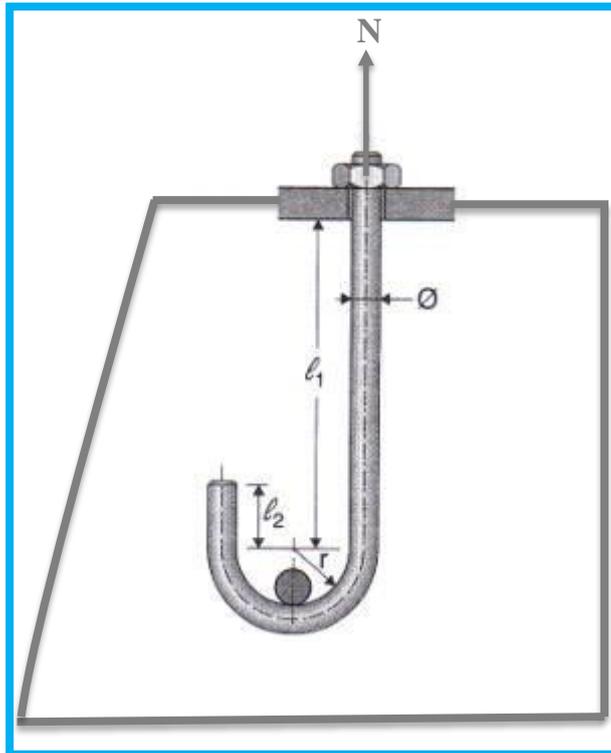


Figure 73 : Dimension de la tige d'ancrage.

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable,

Soit : $\phi = 27 \text{ mm}$ (classe HR10.9/M27)

$l_1 = 56 \text{ cm}$

$l_2 = 10 \text{ cm}$

6.7.3 Raidisseur

Nous avons mis des raidisseurs avec tôle trapézoïdal qui vont nous servir à diminuer les moments de flexion :

Longueur : $b = 100 \text{ cm}$

Largeur : $a = 80 \text{ cm}$

Hauteur : $h_s = 80 \text{ cm}$

Épaisseur : $t_s = 3.3 \text{ cm}$

❖ La soudure poteau/platine

-la soudure sur la platine : $a_p=10\text{mm}$

-la soudure sur les raidisseurs : $a_s=12\text{mm}$

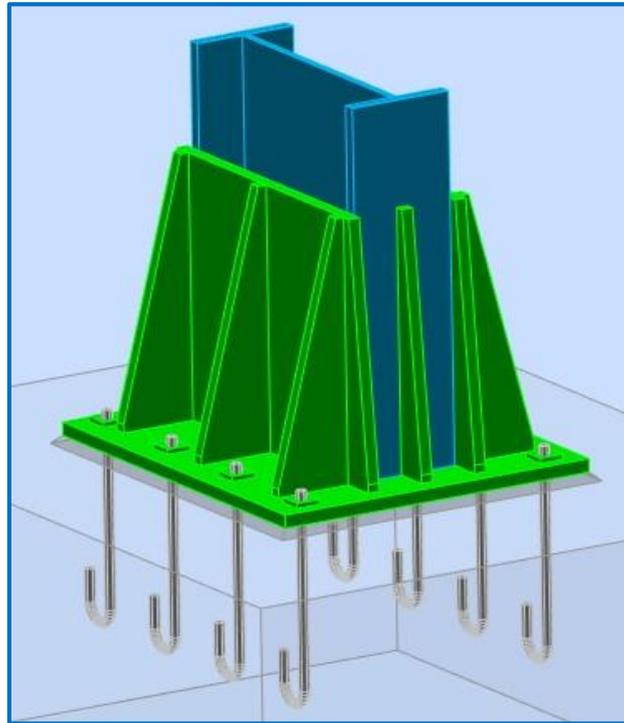


Figure 74 : Vue d'ensemble de l'assemblage.

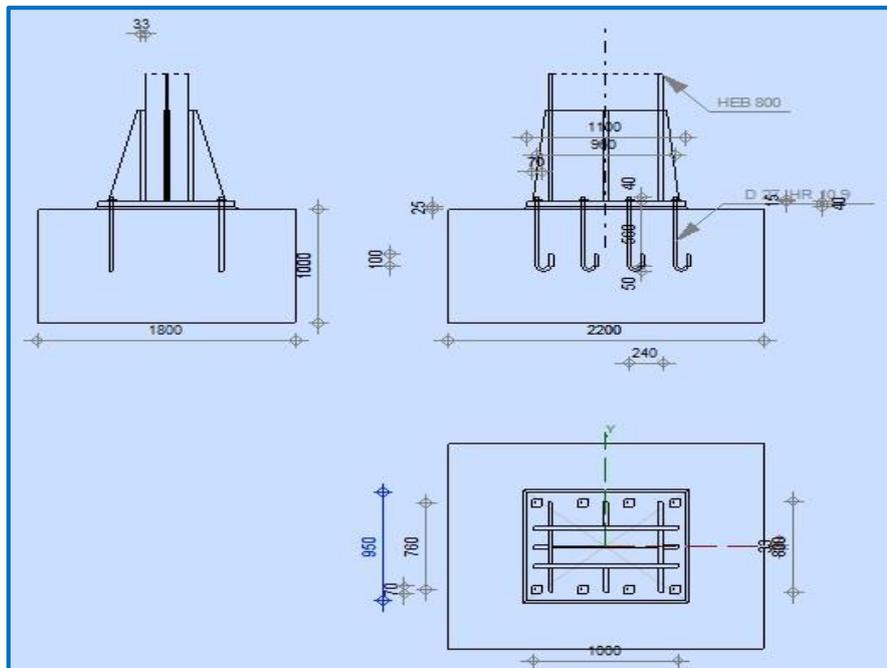


Figure 75 : Schéma pied de poteau.

POTEAU

Profilé:	HEB 800		
Barre N°:	200		
$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	800	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	18	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	33	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	30	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	334,18	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	359084,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	1100	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	950	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	40	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage		
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1200,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	27	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	4,59	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	5,73	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	4		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	320; 320	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	760	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	40	[mm]
$L_2 =$	560	[mm]
$L_3 =$	100	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	70	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	70	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15	[mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s =$	1000	[mm]	Longueur
$w_s =$	800	[mm]	Largeur
$h_s =$	800	[mm]	Hauteur
$t_s =$	33	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	25	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	25	[mm]	Grugeage

$l_s = 1000$ [mm] Longueur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 2200$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1800$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 25$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 12$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 1: ELU $2*1.35 + (3+12)*1.50$

$N_{j,Ed} = -6313,61$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,32$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 0,22$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 0,67$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 0,53$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 21,13$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

$c = 77$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 187$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 454$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 849,14$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 7642,25$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

$F_{rd} = 4245,70$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 8132,75$	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 2156,29$	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 3263,51$	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 27109,18$	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 7187,63$	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 10878,38$	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 3,00$		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{el,y} = 29298,95$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 6885,25$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 813$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 8471,37$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{el,z} = 12562,45$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 2952,18$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 482$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 6130,07$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 27109,18$	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} = 7187,63$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} = 6130,07$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,23 < 1,00$	vérifié	(0,23)
$e_y = 0$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 406$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 480$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 1,52$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,44 < 1,00$	vérifié	(0,44)
$e_z = 0$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 241$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 380$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 1,03$	[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)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,95 < 1,00$	vérifié	(0,95)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,09$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 788,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 0,80 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0,80 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 634,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 5,73 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1200,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 136,31 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 2,61 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 59 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 74,32 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 269,89 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 249,90 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y} = 1139,3 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,79 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,94 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 393,47 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 1483,3 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,56 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,87 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 1483,3$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = 333,19$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 6313,61$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = 1894,08$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = 2488,66$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$V_{j,Rd,z} = 2488,66$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 31,01$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 413,51$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s = 355$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 234704,15$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 4,17$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 6,40$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 15,66$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 27,45$ [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)	$0,12 < 1,00$	vérifié (0,12)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 34,84$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 464,49$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s = 282$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 316747,67$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 2,66$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 6,14$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 17,59$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 30,59$ [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)	$0,13 < 1,00$	vérifié (0,13)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 = 132,01$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 904,20$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s = 286$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 312153,95$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 10,39$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 23,44$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$M_1 =$	132,01 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\tau =$	34,25 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	60,23 [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)		$0,26 < 1,00$	vérifié (0,26)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	132,01 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	904,20 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	252 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	349252,79 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	8,02 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	22,22 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	34,25 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	59,86 [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)		$0,25 < 1,00$	vérifié (0,25)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	27,59 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	27,59 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	0,01 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		$0,10 < 1,00$	vérifié (0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,16 < 1,00$	vérifié (0,16)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,16 < 1,00$	vérifié (0,16)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	8,57 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	8,57 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	21,54 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	41,05 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,12 < 1,00$	vérifié (0,12)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	88,70 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,45 < 1,00$	vérifié (0,45)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	36,46 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	36,46 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	47,09 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	109,42 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,32 < 1,00$	vérifié (0,32)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	36,46 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	36,46 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	47,09 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	109,42 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	36,46	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,32 < 1,00	vérifié (0,32)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	121,83	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	121,83	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	16,40	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	245,31	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,71 < 1,00	vérifié (0,71)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	136,85	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	136,85	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	25,57	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	277,26	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,81 < 1,00	vérifié (0,81)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	122,77	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	122,77	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	49,19	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	259,89	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,76 < 1,00	vérifié (0,76)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	122,77	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	122,77	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	53,47	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	262,42	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,76 < 1,00	vérifié (0,76)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	187	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	454	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	35	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	993	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	219	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	310	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,16		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	2415639,86	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]

$\lambda_{0,y} = 0,16$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,rig,y} = 4524458,40$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 68$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 728$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 140$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 7$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 310$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,80$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 1662671,29$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 187786,62$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,95

6.8 Calcul de pied de potelet

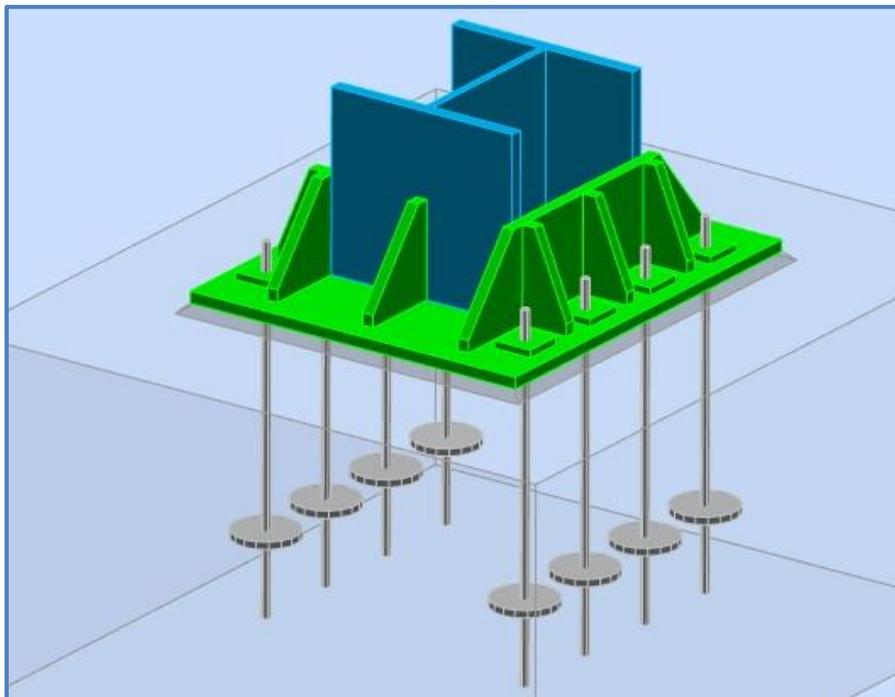


Figure 76 : Vue d'ensemble de l'assemblage.

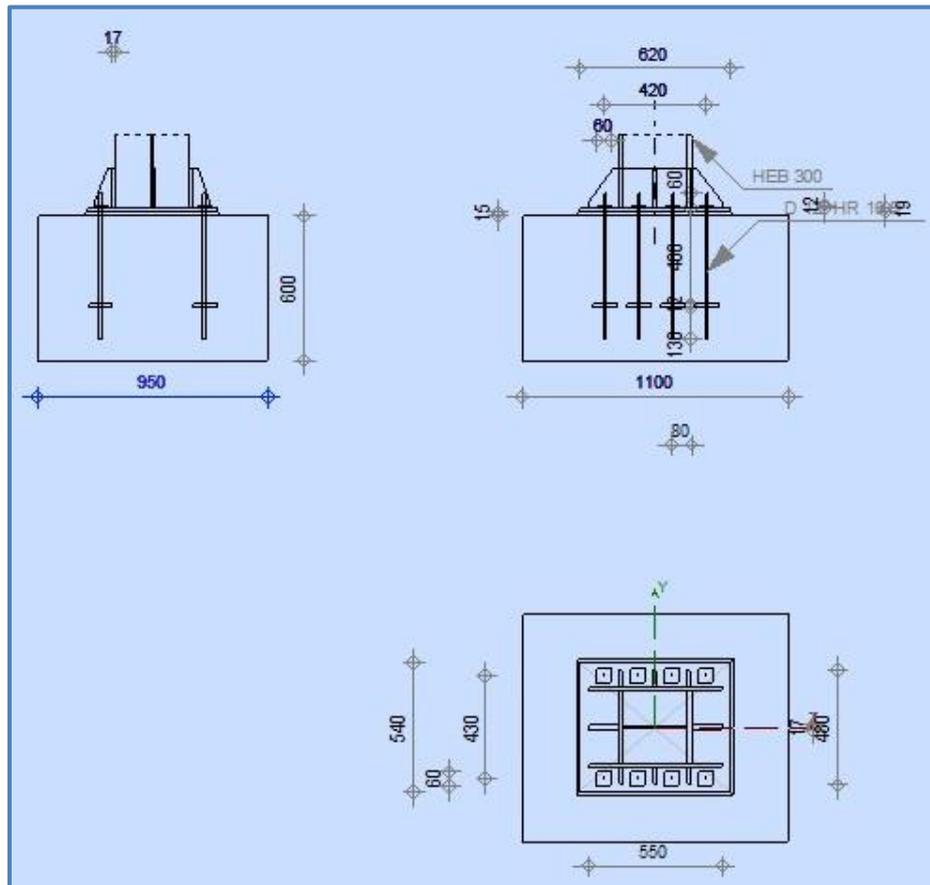


Figure 77 : Schéma pied de potelet.

POTEAU

Profilé:		HEB 300
Barre N°:		786
$L_c =$	5,00	[m] Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	300	[mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	149,08	[cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	25165,70	[cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER	
$f_{yc} =$	235,00	[MPa] Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	620	[mm] Longueur
$b_{pd} =$	540	[mm] Largeur
$t_{pd} =$	19	[mm] Epaisseur
Matériau:	ACIER	
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa] Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} = 900,00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d = 12$ [mm]	Diamètre du boulon
$A_s = 0,84$ [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 1,13$ [cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H = 4$	Nombre de colonnes des boulons
$n_V = 2$	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 140; 140$ [mm]	
Entraxe $e_{Vi} = 430$ [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
$L_2 = 400$ [mm]
$L_3 = 130$ [mm]

Plaque d'ancrage

$d = 100$ [mm]	Diamètre
$t_p = 12$ [mm]	Epaisseur
Matériau: ACIER	
$f_y = 235,00$ [MPa]	Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm]	Longueur
$b_{wd} = 60$ [mm]	Largeur
$t_{wd} = 12$ [mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 550$ [mm]	Longueur
$w_s = 480$ [mm]	Largeur
$h_s = 160$ [mm]	Hauteur
$t_s = 17$ [mm]	Epaisseur
$d_1 = 20$ [mm]	Grugeage
$d_2 = 20$ [mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C = 1,50$	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1100$ [mm]	Longueur de la semelle
$B = 950$ [mm]	Largeur de la semelle
$H = 600$ [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25	
$f_{ck} = 25,00$ [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 15$ [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

SOUDES

$a_p =$	4	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	13	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-2142,71	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-6,24	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	38,86	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	44,21	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-10,38	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	19,63	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	38	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	95	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	376	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	356,77	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	2704,92	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	1637,28	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	30,59	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	2328,55	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	848,98	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	757,34	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	7124,01	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	2597,40	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	2317,01	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	6056,00	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	1423,16	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	368	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	3866,74	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	5240,83	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	1231,60	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	355	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	3471,11	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 7124,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{c,Rd,y} = 2597,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{c,Rd,z} = 2317,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,30 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

$$e_y = 21 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 184 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{c,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 210 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 96,38 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,46 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

$$e_z = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 177 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{c,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 215 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 21,85 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,48 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,48)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,93 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

CISAILLEMENT**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$$\alpha_{d,y} = 1,31 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 1,00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 166,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 1,13 \text{ [cm}^2] \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1200,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 26,93 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 122,15 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 113,10 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 2142,71 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 642,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 742,93$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 742,93$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 23,03$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 287,87$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 52$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 1734,13$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 43,79$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 168,69$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 105,83$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 188,47$ [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)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 23,03$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 287,87$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 47$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 1847,82$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 35,38$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 164,03$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 105,83$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 186,69$ [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)	$0,79 < 1,00$	vérifié	(0,79)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 = 9,54$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 185,32$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 55$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 1671,40$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 20,28$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 71,08$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 68,13$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 119,73$ [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)	$0,51 < 1,00$	vérifié	(0,51)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 9,54$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 185,32$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 38$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 2074,83$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 8,88$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 64,71$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 68,13$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 118,34$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,50 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,50)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	22,31	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	22,31	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,24	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	1,04	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1)$			0,08 < 1,00	vérifié (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1)$			0,13 < 1,00	vérifié (0,13)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1)$			0,12 < 1,00	vérifié (0,12)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	146,79	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	146,79	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	69,20	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	317,11	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1)$			0,92 < 1,00	vérifié (0,92)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	134,07	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1)$			0,68 < 1,00	vérifié (0,68)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	60,83	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	60,83	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	44,55	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	144,07	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1)$			0,42 < 1,00	vérifié (0,42)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	60,83	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	60,83	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	44,55	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	144,07	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1)$			0,42 < 1,00	vérifié (0,42)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	62,63	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	62,63	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	81,43	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	188,63	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1)$			0,55 < 1,00	vérifié (0,55)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	62, 63	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	62, 63	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	83, 87	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	191, 82	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0, 85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0, 56 < 1, 00 vérifié (0, 56)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	69, 04	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	69, 04	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	52, 65	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	165, 47	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0, 85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0, 48 < 1, 00 vérifié (0, 48)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	69, 04	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	69, 04	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	57, 75	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	170, 50	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0, 85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0, 50 < 1, 00 vérifié (0, 50)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	95	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	376	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	23	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	311	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	60	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	148	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0, 41		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	321087, 99	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	317087, 82	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	33	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	228	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	55	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	148	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} =$	0,70	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	434763,77 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	107891,66 [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 0,93

CHAPITRE 7

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

7.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Il ne s'agit pas de calculer la charge globale que reprend l'ouvrage mais la charge reprise par chaque fondation. En effet chaque fondation ne reçoit pas la même charge. Cela dépend des éléments porteurs repris. La charge reprise par une fondation se calcule au moyen d'une descente de charges.

Le rôle principal d'une fondation est donc d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage au sol.

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- ✓ La qualité du sol.
- ✓ Les charges amenées par la construction.
- ✓ Le coût d'exécution.

7.2 Détermination des sollicitations :

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8G \pm E$ RPA99/V2003(Art. 10.1.4.1)

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ✓ ELS : $G + Q$

7.3 Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.8 bars pour une profondeur de 1.5m par rapport à la cote de terrain naturel.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas, on passe au radier général.

Donc on doit comparer la surface total des fondations a celle de bâtiment telle que :

$$S_{\text{fondation}} \leq 50\%S_{\text{batiment}}$$

$$\frac{N_s^T}{S} \leq \overline{\delta_{\text{sol}}} \Rightarrow S_f \geq \frac{N}{\overline{\delta_{\text{sol}}}}$$

S : La surface totale des fondations nécessaire pour le projet.

N : effort normale transmis par l'ouvrage.

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 1898.21\text{m}^2$.

$$S_f \geq \frac{13393.59 \times 10^{-3}}{0.18} = \mathbf{74.41\text{m}^2}$$

$$\frac{S_f}{S_{\text{bat}}} = \frac{74.41}{1898.21} = 0.039 \rightarrow S_f = 3.9\% < 50\%S_{\text{bat}}$$

On déduit que la surface totale des semelles ne dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment. Donc on opte pour une semelle isolé.

7.3.1 Vérification de la semelle isolée

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\delta_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s^{\text{max}}}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{A}\right); \quad \sigma_2 = \frac{N_s^{\text{max}}}{A \times B} \left(1 - \frac{6e}{A}\right)$$

$$N_s = 4439.19 \text{ KN}$$

$$M = 20.31 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 4.57 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Où : a et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (Voir chapitre 6 calculs des assemblages- pieds de poteau).

$$\sigma_1 = \frac{N_S^{\max}}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) = 4.35 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S^{\max}}{A \times B} \left(1 - \frac{6e}{A} \right) = 4.14 \text{ bars}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 4.35) + 4.14}{4} = 4.29 \text{ bar} \leq \overline{\delta_{\text{sol}}} = 1.8 \text{ bar} \quad \text{condition Non vérifiée.}$$

On remarque que le type de semelle isolé ne convient pas pour la structure. Ceci nous amène à opter pour une semelle filante.

7.3.2 Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante qui nous semble la plus sollicitée.

$$S \geq \frac{N_S}{\delta_{\text{sol}}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N_S}{\delta_{\text{sol}}} \rightarrow B \geq \frac{N_S}{\delta_{\text{sol}} \times L}$$

N : L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$N_1 = 2216.47 \text{ KN}$$

$$N_2 = 4447.83 \text{ KN}$$

$$N_3 = 4502.04 \text{ KN}$$

$$N_4 = 2227.25 \text{ KN}$$

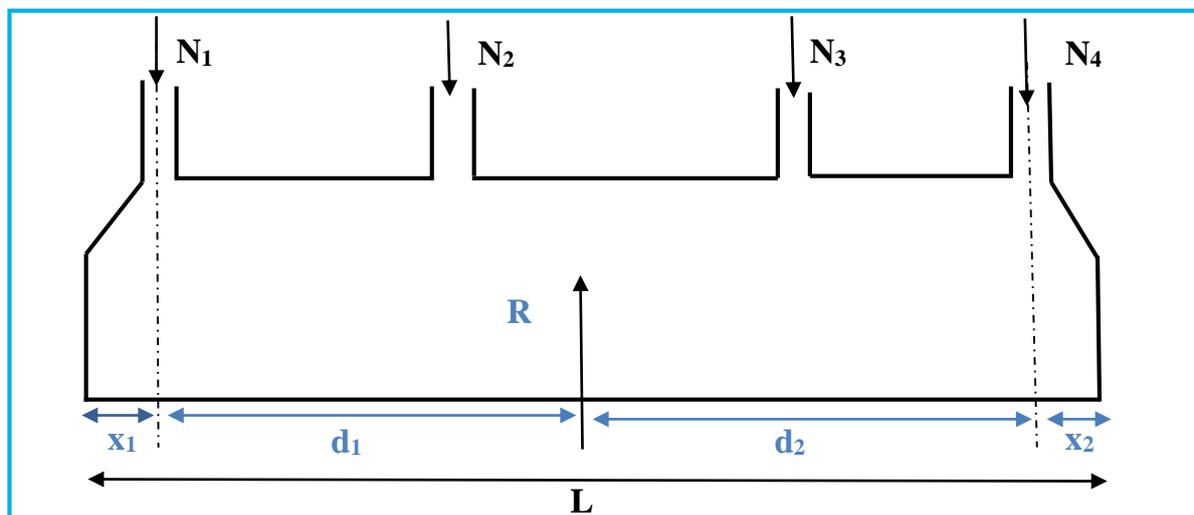


Figure 78 : schéma de la semelle filante.

$$N = \sum_{i=1}^4 N_i = 13393.59 \text{ KN}$$

On fixe l'un des bornes $\rightarrow x_1 = \frac{95}{2} + 80 = 1.275 \text{ m}$

$$R = \sum_{i=1}^4 N_i = 13393.59 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R \times d_1 = 4447.83 \times 11.85 + 4502.04 \times 23.85 + 2227.25 \times 35.85$$

$$d_1 = \frac{239927.35}{13393.59} = 17.91\text{m}$$

$$d_2 = L - d_1 = 17.94\text{m}$$

La réaction de cd n'est pas concentré et pour éviter les tassements différentielles on doit faire passer R par le milieu de la semelle.

$$d_1 + x_1 = \frac{L}{2} \rightarrow L = 38.37\text{m}$$

$$d_2 + x_2 = \frac{L}{2} \rightarrow x_2 = 1.245\text{ m}$$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = \frac{13393.59}{0.18 \times 38.37} = 1.94\text{ m}$$

On prend $B = 2\text{ m}$

Va que l'entraxe minimal des poteaux est de 5.65 m, on constate qu'il n'ya pas de chevauchement entre les semelles. Ce qui nous a conduits à opter pour ce type de fondation.

$$h_t \geq \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5\text{cm}$$

$$h_t \geq \left(\frac{2 - 1.1}{4} \right) + 0.05 = 0.275\text{m}$$

$$h_t = 0.3\text{m}$$

$$\frac{h}{3} \leq h_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{0.4}{3} \leq h_0 \leq \frac{0.4}{2} \rightarrow 0.1 \leq h_0 \leq 0.15$$

$$\text{Soit : } h_t = 0.3\text{m}$$

$$h_0 = 0.15\text{m}$$

➤ Calcul le poids propre de la semelle

$$G_0 = 25V = 25(V_{\text{TOT}} - V')$$

$$V_{\text{TOT}} = L \times B \times h = 38.37 \times 2 \times 0.3 = 23.02\text{ m}^3$$

$$V' = \left[2(h - h_0) \left(\frac{B - b}{2} \right) \right] \frac{L}{2} + [(h - h_0)(x_1 + x_2)] \times \frac{B}{2}$$

$$V' = \left[2(0.3 - 0.15) \left(\frac{2 - 1.1}{2} \right) \right] \frac{38.37}{2} + [(0.3 - 0.15)(1.275 + 1.245)] \times \frac{2}{2}$$

$$V' = 2.97 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25(38.37 - 2.97) = 885 \text{ KN}$$

On doit vérifier $\sigma < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

$$\sigma = \frac{N_T + G_0}{L \times B} = \frac{(13393.59 + 885)}{38.37 \times 2} = 0.186 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

On augmente le B : on le prend 2.5m

$$h_t \geq \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \left(\frac{2.5 - 1.1}{4} \right) + 0.05 = 0.4 \text{ m}$$

$$h_t = 0.4 \text{ m}$$

$$\frac{h}{3} \leq h_0 \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad \frac{0.4}{3} \leq h_0 \leq \frac{0.4}{2} \quad \rightarrow \quad 0.13 \leq h_0 \leq 0.2$$

Soit : $h_t = 0.4 \text{ m}$

$$h_0 = 0.15 \text{ m}$$

➤ Calcul le poids propre de la semelle

$$G_0 = 25V = 25(V_{\text{TOT}} - V')$$

$$V_{\text{TOT}} = L \times B \times h = 38.37 \times 2.5 \times 0.4 = 38.37 \text{ m}^3$$

$$V' = \left[2(h - h_0) \left(\frac{B - b}{2} \right) \right] \frac{L}{2} + [(h - h_0)(x_1 + x_2)] \times \frac{B}{2}$$

$$V' = \left[2(0.4 - 0.15) \left(\frac{2.5 - 1.1}{2} \right) \right] \frac{38.37}{2} + [(0.4 - 0.15)(1.275 + 1.245)] \times \frac{2.5}{2}$$

$$V' = 7.34 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25(38.37 - 7.34) = 775.75 \text{ KN}$$

On doit vérifier $\sigma < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

$$\sigma = \frac{N_T + G_0}{L \times B} = \frac{(13393.59 + 775.75)}{38.37 \times 2.5} = 0.148 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

Donc on opte pour :

$$L=38.25 \text{ m} ; B= 2.5 \text{ m}$$

$$h=0.4\text{m} \quad ; \quad h_0=0.15\text{m}$$

Les semelles filantes ou continue sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, donc on doit vérifier la longueur élastique (L_e) tel que :

$$L_e = (4EI/K_z B)^{1/4}$$

E : modale d'élasticité de béton ($E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$)

K_z : Coefficient de raideur du sol $K_z = 40000 \text{ KN/m}^3$

I : moment d'inertie de la semelle ($I = \frac{Bh^3}{12}$)

$$L_e = \left[(4 \times 3.2 \times 10^7 \times \frac{2.5 \times 0.4^3}{12}) / (40000 \times 2.5) \right]^{1/4} = 2.03\text{m}$$

D'où : $L < \frac{\pi \times L_e}{2} + a$

L_{\max} : Entre axe maximale des trames.

a: Largeur du poteau

$$L_{\max} < \frac{\pi \times L_e}{2} + a = 3.99\text{m} \quad \text{condition n'est pas vérifiée}$$

$$L_e = 7.97 \text{ m}$$

D'où : $h^3 = \frac{12 \times L_e^4 \times K_z \times B}{4BE} \Rightarrow h = 1.82\text{m}$

On prend $h = 2 \text{ m}$ et $h_0 = 0.8 \text{ m}$

On doit revérifier la condition suivant : $\sigma < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

Avec les nouvelles dimensions de h :

$$V_{\text{TOT}} = L \times B \times h = 38.37 \times 2.5 \times 2 = 191.85 \text{ m}^3$$

$$V' = 36.01 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25(188 - 36.01) = 3799.75 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N_T + G_0}{L \times B} = \frac{(13393.59 + 3799.75)}{38.37 \times 2.5} = 0.179 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

Alors on opte pour :

$$L=38.5 \text{ m} \quad ; \quad B= 2.5 \text{ m}$$

$$h=2\text{m} \quad ; \quad h_0=0.8\text{m}$$

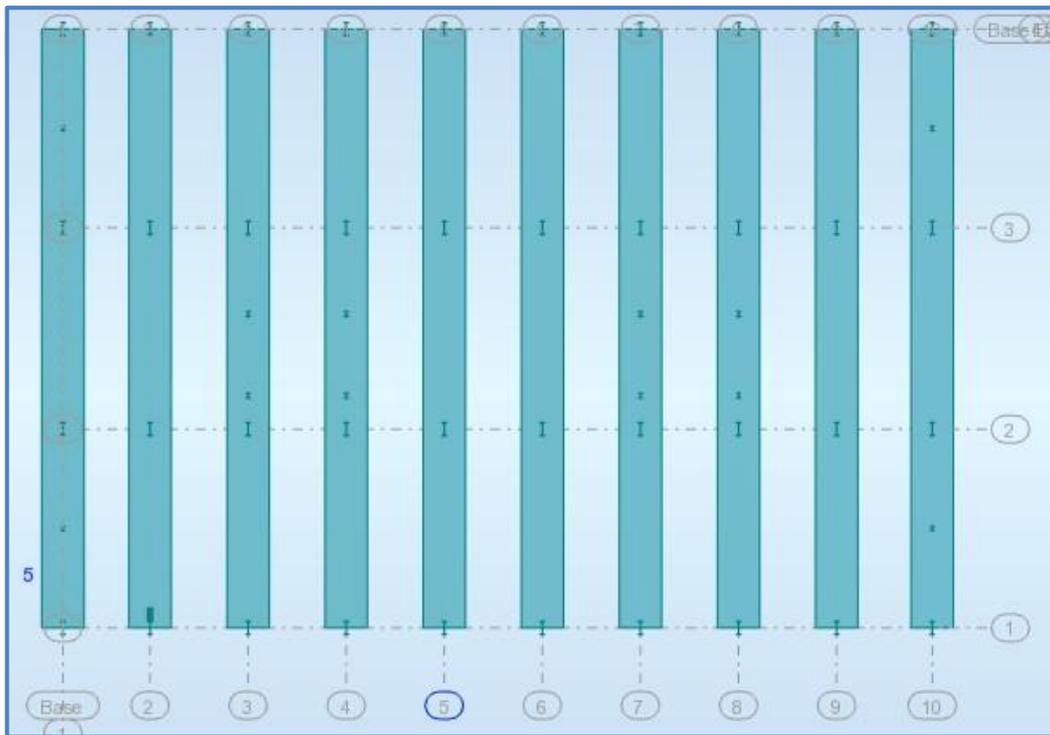


Figure 79 : schéma de disposition des semelles filantes.

❖ **La section d'armature dans la semelle filante**

$$N_q^s = \sum N^s + G_0 = 17097.2 \text{ KN}$$

⇒ **Les armatures parallèles // B :**

Calcul à l'ELU :

$$A_u^B = \frac{f_t^u}{f_{st}} = \frac{N_T^u(B - b)}{8 \times d \times f_{st}} = 53.86 \text{ cm}^2$$

Calcul à l'ELS :

$$\text{Accidentel } \gamma_s = 1.15 \rightarrow f_{st} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s^B = \frac{f_t^s}{f_{st}} = \frac{N_T^s(B - b)}{8 \times d \times f_{st}} = 35.29 \text{ cm}^2$$

$A_u^B > A_s^B \rightarrow$ On ferraille avec ELU choisit 48HA12 = 54.24 cm²

$$S_t = \frac{38.5 - 0.1}{54} = 80 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \text{ pas vérifier}$$

Soit **128HA8** = 64 cm² → pour un L = 38.5 m ; S_t = 30 cm vérifier

⇒ **Armature parallèle // L :**

$$A^L = \frac{A_u^B}{3} = 18.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{12HA14} = 18.48 \text{ cm}^2$$

Schémas de ferrailage de la semelle filante est donné dans l'annexe 2

❖ Etude des longrines

Une longrine est une poutre en béton armé disposée horizontalement entre ou le long de massifs de fondation et servant à mieux répartir les charges des éléments supportés (murs, poteaux, dalles) ou/et à les reporter vers des appuis ponctuels (micropieux,...), et pour éviter l'écartement des poteaux elles résistent à l'effort de traction provoqué par le glissement.

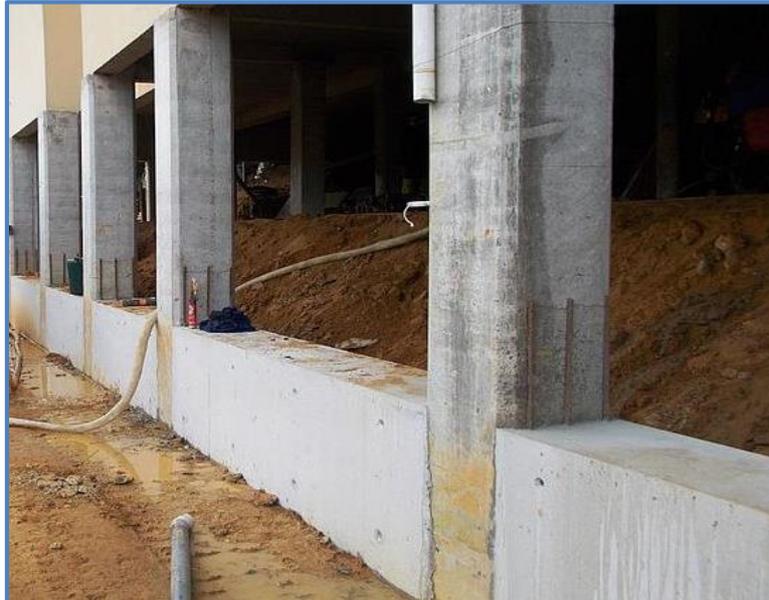


Figure 80 : longrine

D'après le RPA99 version 2003 la dimension minimale de la section transversale de la longrine est :

$$S_3 \rightarrow (25 \times 30) \text{ cm}^2 \text{ on prend } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

D'où :

$$F_t = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20\text{KN}\right)$$

N : l'effet normal max dans les poteaux.

α : Coefficient dépend de la catégorie de site et la zone sismique.

$$\begin{cases} \text{zone IIa} \\ \text{Site 3} \end{cases} \rightarrow \alpha = 12$$

a) Calcul à l'ELU :

$$F_t = \max\left(\frac{N^u}{\alpha}; 20\text{KN}\right) = \max\left(\frac{6313.61}{12}; 20\text{KN}\right) = 526.13 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{f_t^u}{f_{st}} = \frac{526.13 \times 10^{-3}}{434.78} = 12.10 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à l'ELS :

$$F_t = \max\left(\frac{N^s}{\alpha}; 20\text{KN}\right) = \max\left(\frac{4439.19}{12}; 20\text{KN}\right) = 369.93 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{f_t^u}{f_{st}} = \frac{365.44 \times 10^{-3}}{434.78} = 8.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\%(b \times h) = 0.6 \times 30 \times \frac{30}{100} = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u; A_s; A_{\min}) = 12.10 \text{ cm}^2$$

Choix **6HA12 = 13.56 cm²**

⇒ Calcul de ferrailage transversal

En traction les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce donc le choix de section d'un seul corps transversal, sera à

$$A = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\emptyset_{\min}^e) = 15 \text{ cm}$$

Schémas de ferrailage des longrines sont donnés dans l'annexe 2

⇒ Dimensionnement de la poutre de rigidité :

Cette poutre est créée parallèle à L pour reprendre la flexion ces dimension (B×H) cm². On prend B forfaitairement c'est la longueur de la platine **b=1.1 m**, et on dimensionne H comme suit :

$$\frac{L^{max}}{9} \leq H \leq \frac{L^{max}}{6} \Rightarrow \frac{12}{9} \leq H \leq \frac{12}{6}$$

$$\Rightarrow 1.33 \text{ m} \leq H \leq 2 \text{ m, on prend } h = 1.6 \text{ m}$$

❖ La section d'armature dans la poutre de rigidité :

La poutre de rigidité travaille à la flexion simple :

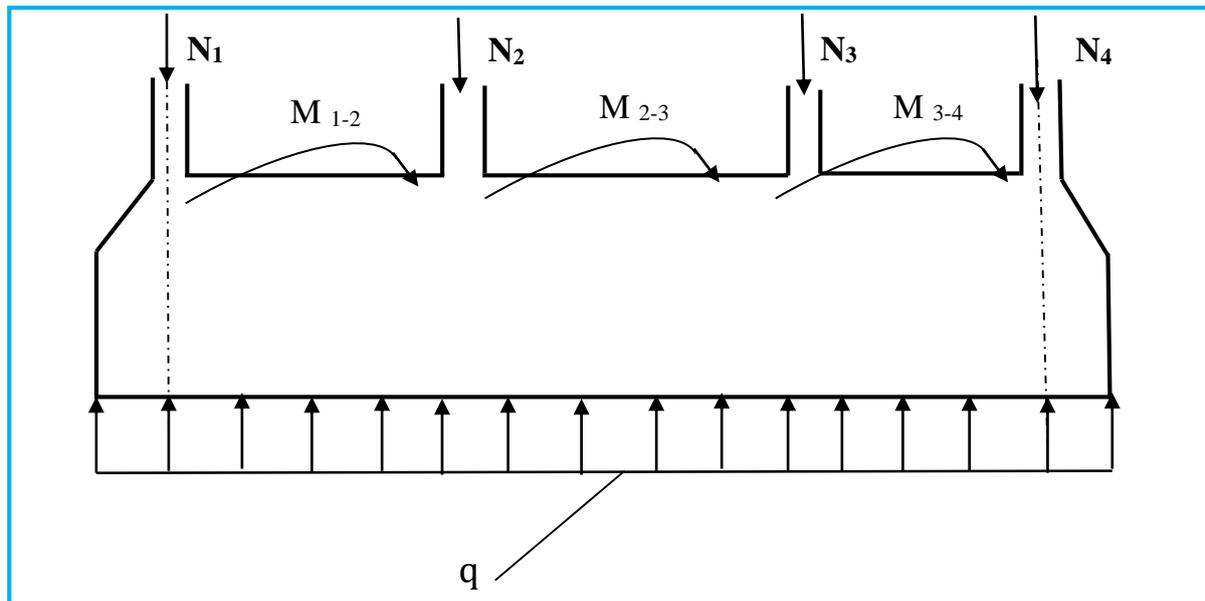


Figure 81 : schéma de poutre de rigidité.

A l'ELU :

$$\begin{aligned} N_1 &= 3145.73 \text{ KN} & N_2 &= 6313.61 \text{ KN} \\ N_3 &= 6296.05 \text{ KN} & N_4 &= 3151.63 \text{ KN} \end{aligned}$$

A l'ELS :

$$\begin{aligned} N_1 &= 2213.58 \text{ KN} & N_2 &= 4439.19 \text{ KN} \\ N_3 &= 4426.92 \text{ KN} & N_4 &= 2217.76 \text{ KN} \end{aligned}$$

La détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM (Caquot minorée).

Les résultats sont :

Tableau 31 : moments et effort tranchant au niveau des appuis.

Appui	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
1	-477,425	-253,5	2721,399
2	-7898,201	-4193,735	-3973,851
3	-7898,201	-4193,735	3973,851
4	-477,425	-253,5	-2721,399

Tableau 32 : moments et effort tranchant au niveau des travées.

Travée	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
1-2	4,817	6076,569	3226,497
2-3	6	2271,799	1206,265
3-4	7,033	6076,569	3226,497

On résume les calculs de la section d'armature dans le tableau qui suit :

Tableau 33 : la section d'armature dans la poutre de rigidité.

Position	M (KN.m)	U _{bu}	α	z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{adopté} (cm ²)
Travée 1-2	6076.57	0.157	0.215	1.44	97.08	16.73	3(10HA20)+2HA16
Travée 2-3	2271.80	0.059	0.076	1.53	34.21	16.73	3(10HA20)+2HA16
Travée 3-4	6076.57	0.157	0.215	1.44	97.08	16.73	3(10HA20)+2HA16
Appuis de rive	477.42	0.012	0.015	1.56	7.01	16.73	10HA20
Appuis inter	7898.20	0.204	0.289	1.4	130.4	16.73	4(10HA20)+2HA20

❖ Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(16; 45.71; 110)$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 5\phi_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$ (5cadre ϕ_{10})

⇒ **Vérification nécessaire à L'ELU:**

❖ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérification que : $\tau_u < \bar{\tau}$

Fissuration nuisible la semelle est en contact avec le sol (e=5cm).

$$FN \rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{3973.851}{1.1 \times 1.55} = 2.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

Schémas de ferrailage de la poutre de rigidité sont donnés dans l'annexe 2

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une phase très importante dans le cycle de formation d'un étudiant, en effet il lui donne une idée large sur une partie de son domaine de spécialité ce qui lui permet de mieux comprendre ce qu'il a vu, à propos de cette partie, au cours de son enseignement théorique.

L'étude de cette structure nous a permis d'élargir nos connaissances, de développer notre esprit de recherche dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation. Cette expérience était pour nous un passage vers la vie professionnelle, en nous mettant face à des problématiques qui sont devenues par la suite des nouvelles connaissances.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel ROBOT Au cours de notre étude.

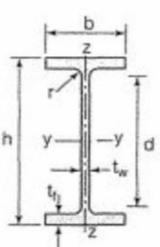
Au cours de cette étude nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- La connexion entre la dalle mixte et le profilé assure le bon comportement des systèmes mixtes
- Les phénomènes d'instabilité telle que le voilement et le déversement ne se présentent pas dans les éléments mixtes grâce au béton qui enrobe le profilé métallique.
- Mieux une bonne disposition des contreventements que sa quantité pour un bon comportement vis-à-vis du séisme.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Utilisation de l'outil informatique (logiciel ROBOT) permet d'obtenir des résultats précis ; gagner du temps et facilite l'étude de la structure.

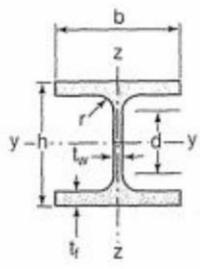
BIBLIOGRAPHIE

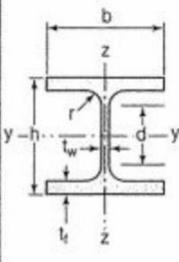
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie- Parasismique, 2003.
- ❖ Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008
- ❖ Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- ❖ Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.331.
- ❖ B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- ❖ Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.
- ❖ Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe 1

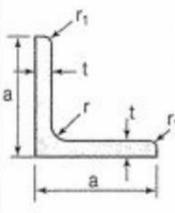
Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J	
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
IPE (suite)	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
	IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
	IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz				
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

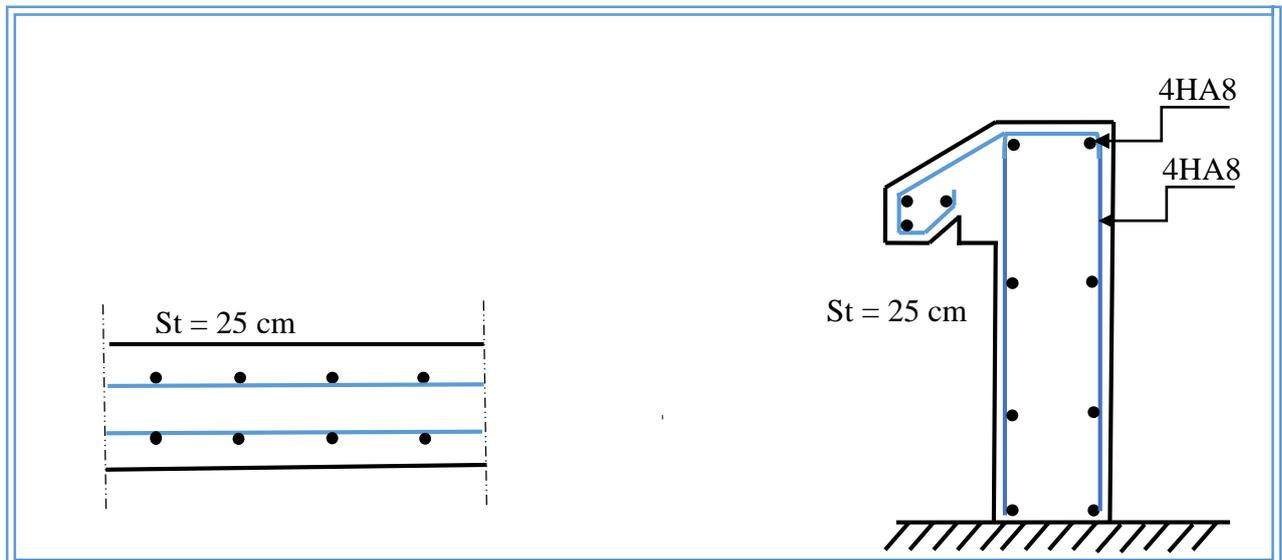
7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r ₁			Axe yy = Axe zz			
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Annexe 2**Tableau des armatures (1)**

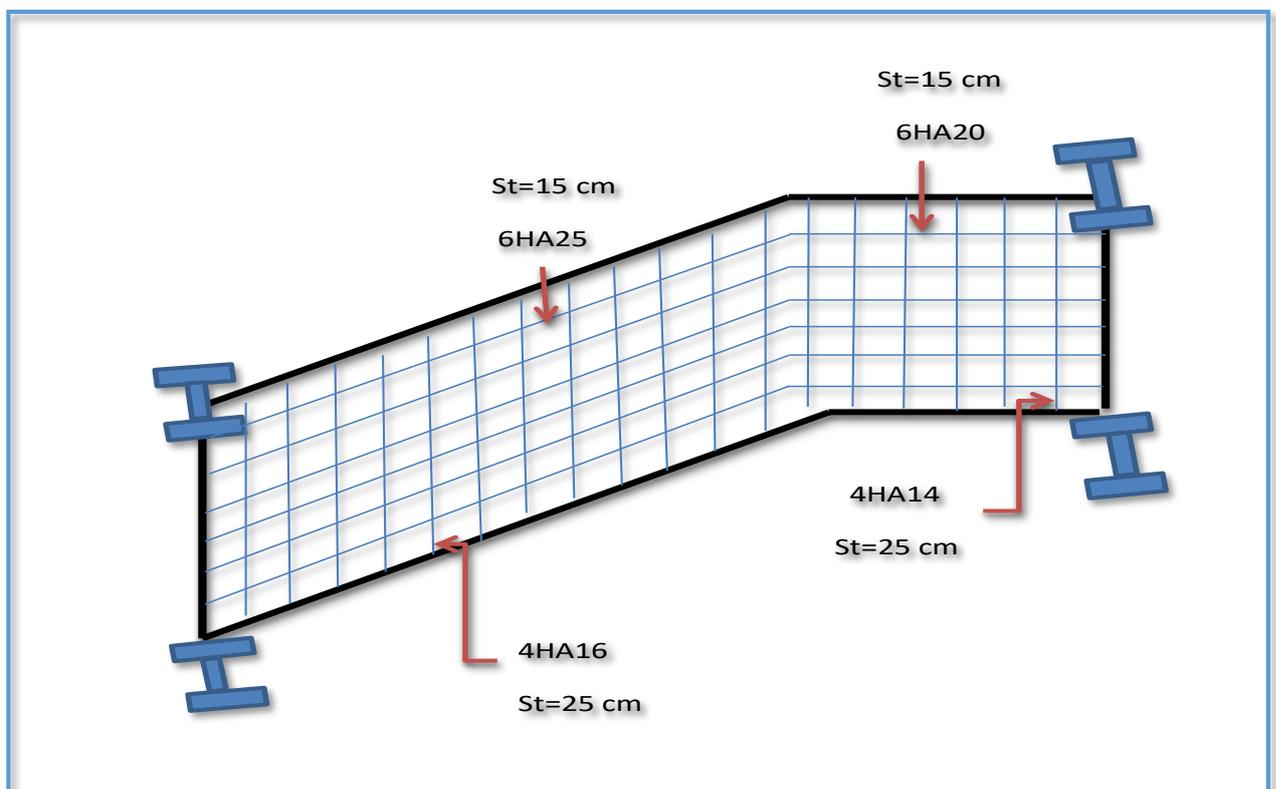
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

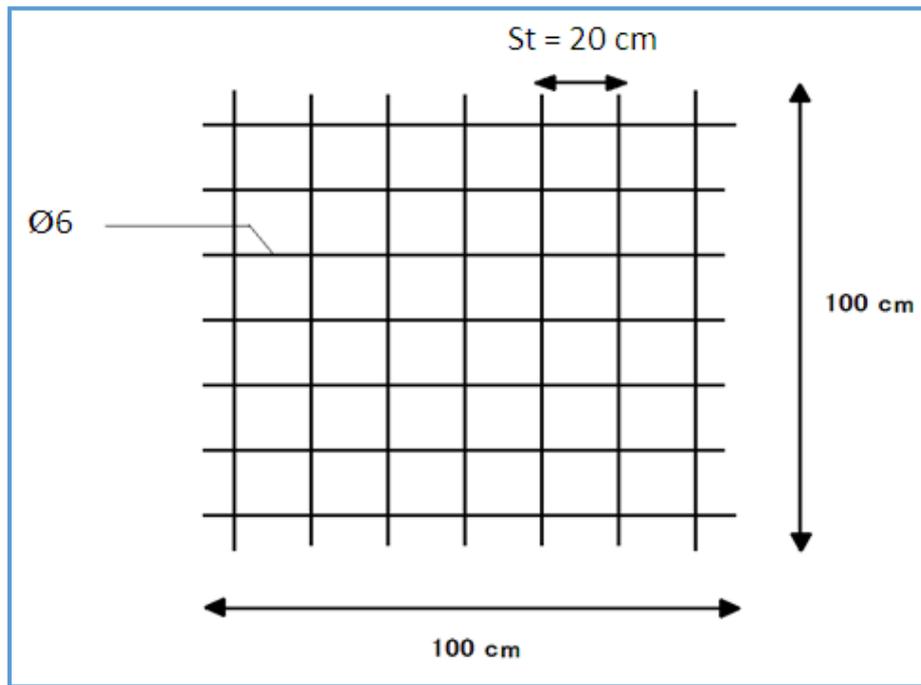
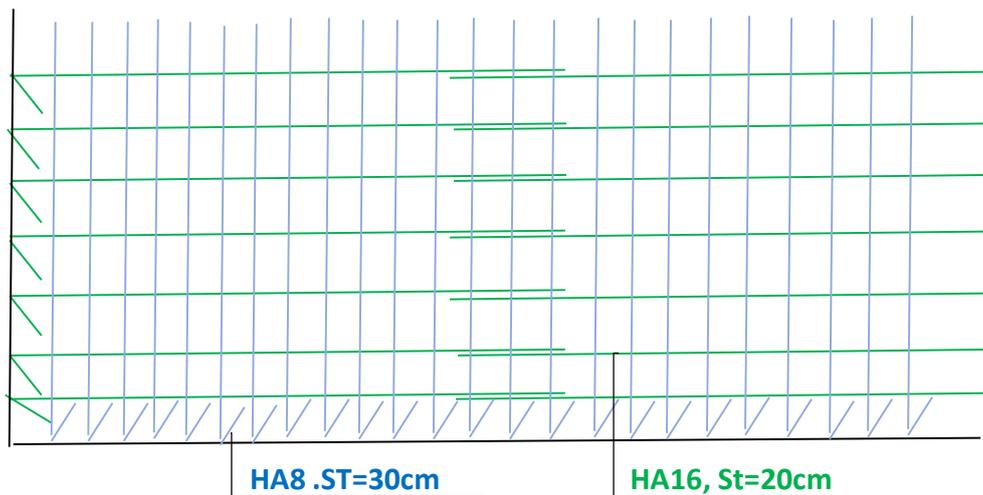
Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Schémas de ferrailage d'acrotère :

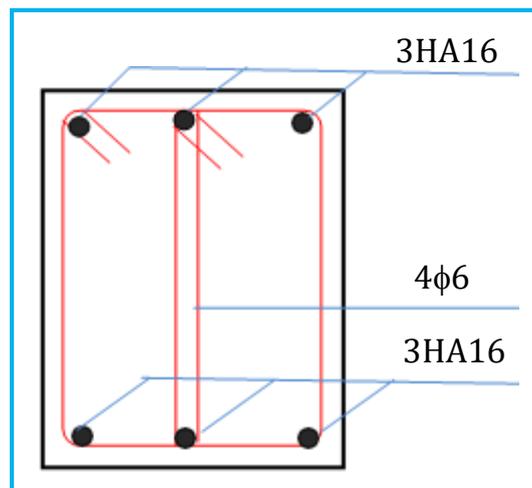


Schémas de ferrailage d'escalier :



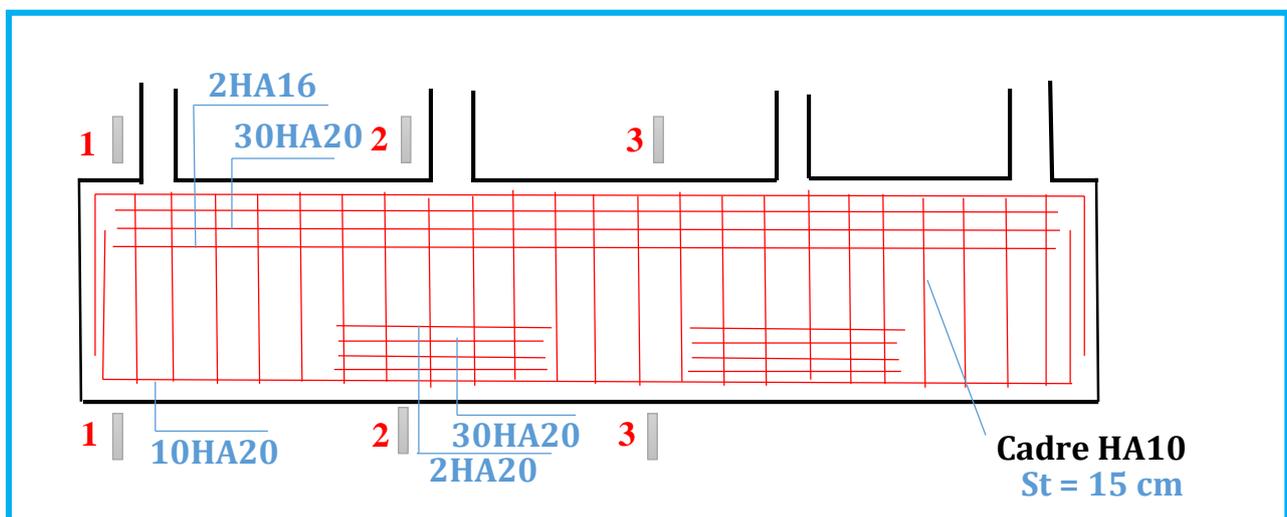
Schémas ferrailage de la dalle de compression :**Schémas de ferrailage dans la Semelle filante :**

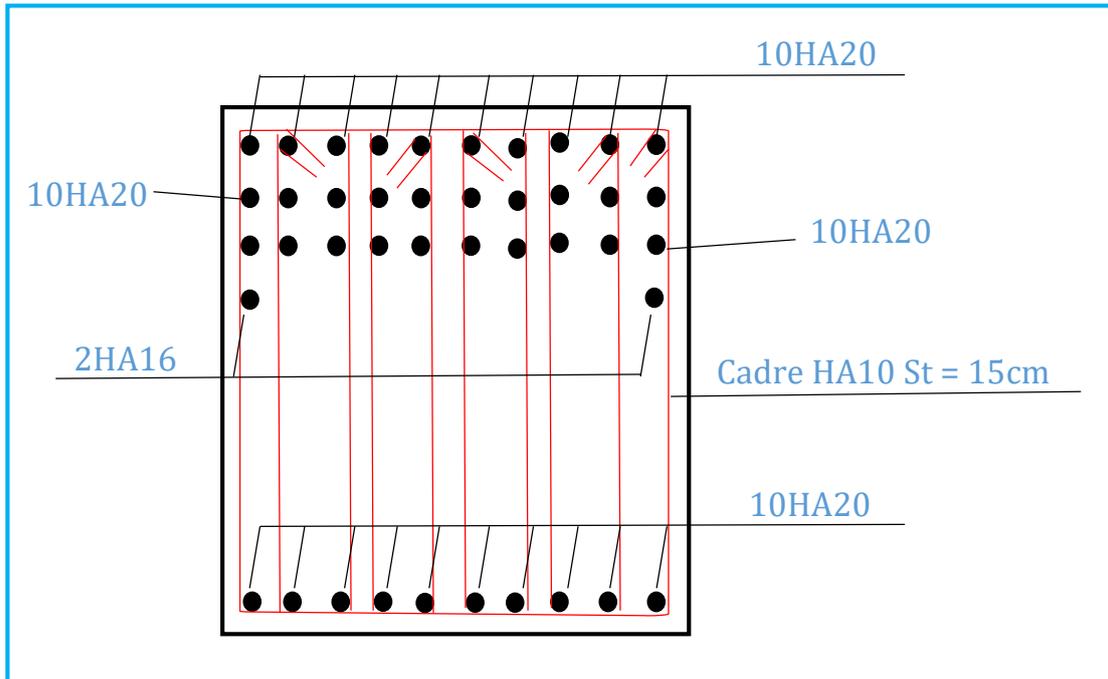
Schémas de ferrailage dans La longrine :



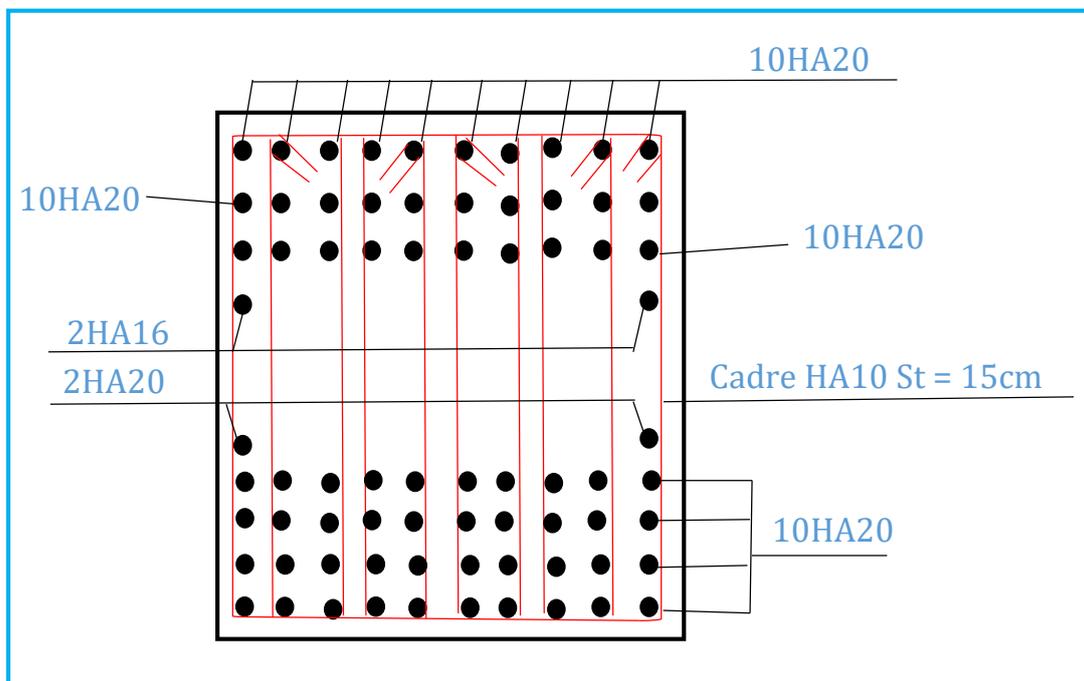
Coupe 1-1

Schémas de ferrailage dans La poutre de rigidité :

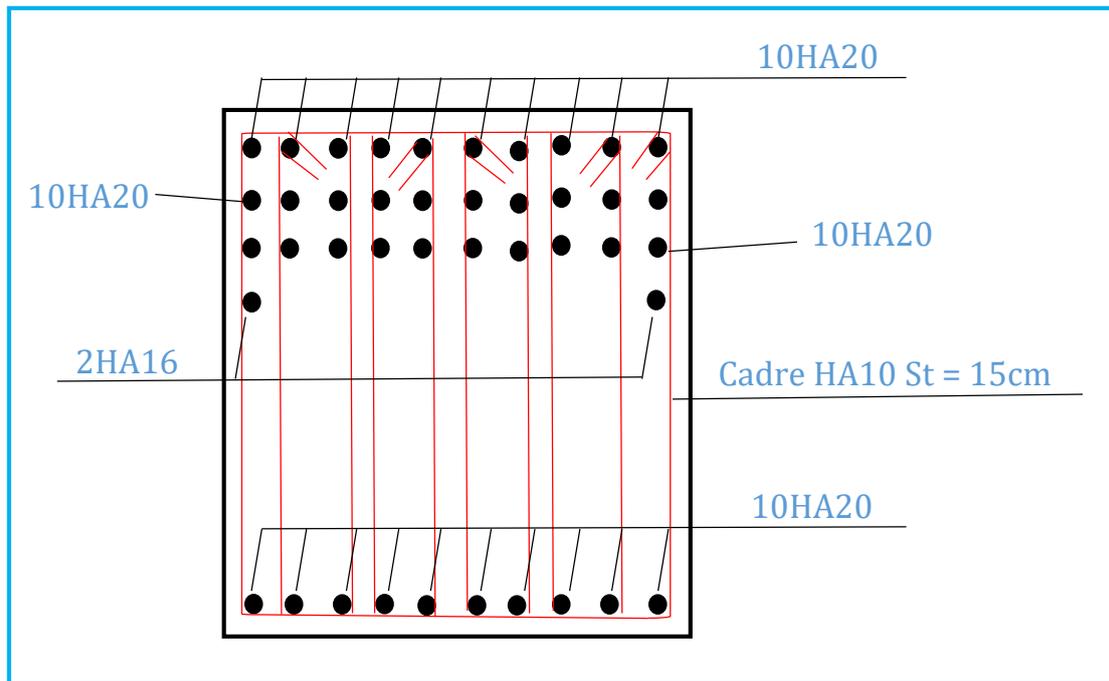




COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3

Annexe 3*Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$*

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

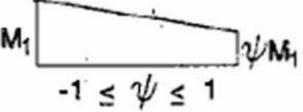
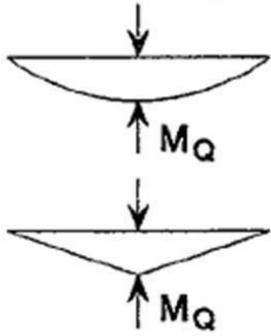
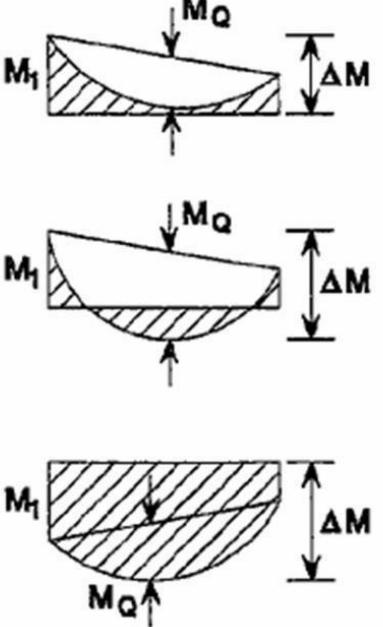
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

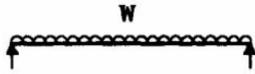
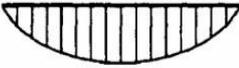
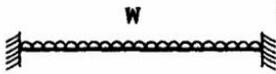
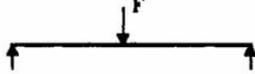
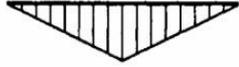
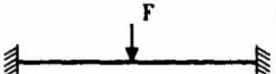
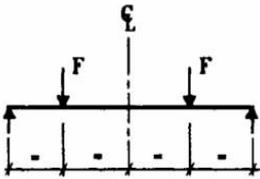
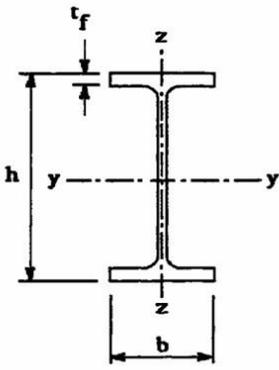
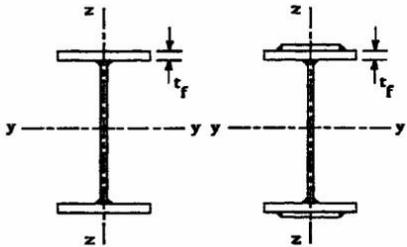
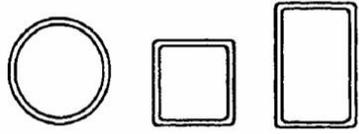
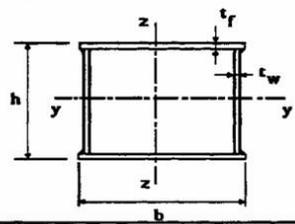
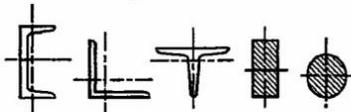
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2