



UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA

-1-



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET FIN D'ETUDES

Option : **Construction Métallique Et Mixte**

THÈME

**ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE A USAGE
D'HABITATION R + 8 + Sous Sol**

Promoteur :

Encadreur : **Mr Messaoudi**

REALISER PAR :

➤ **FRAOUI OUSSAMA**

Année universitaire : 2020/2021

Remerciements

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre mémoire Et de l'enrichir par leurs propositions

Un grand remerciement aussi à l'ensemble des enseignants du département de génie civil

Sans oublier de remercier nos chers parents, qui ont toujours prié pour nous, qui n'ont pas cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui

Nous adressons aussi nos remerciements à tous nos amis qui ont contribué à l'aboutissement de ce Modest travail

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation dans la wilaya d'Alger.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré- dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de fondation.

Mots clés : charpente métallique, RPA 99, CCM 97

Abstract

The final project study is to investigate a metal frame building for a residential use in Alger.

This project is developed by many stapes; we performed the load path for the preliminary design of structural elements, a seismic survey using the RPA 99 code, verification of the elements and assemblies of the structure according to the CCM 97 code and finally the foundation design.

Key words: Metal frame, RPA 99, CCM 97

الملخص

تم اطار التحضير جديرة هاتية لدراسة , تم اجراء المشروع اكي بهدف لدراسة مبنى فوهةللل حديدي (R+8+Sous sol) والبتالون من بخصص السبرنعمل موالن وسبتم اياه في ولاية الجزائر المصرفة للبرطية ززالة رية 3 نت دراسة ها المشروع باسماخ عة خطوت في اجراء نتيم للحوية لارض لتصميم الوب للعلل (RPA99V2003) الدراسة انزالة نت باسندخل الوبن لبركزية البصافة لارال للابل الابل نت لتعق من بابة والسندار البابة للال الوبولت الوبونة الوبنة Robot , اسنعمل براج . والتحقق من لبرنصر البابة البابة لها نت دراسة لبط التجموع و لربط بيم مختلف لبرنصر البابة البابة . باحسب الوبن البرعينة

INTRODUCTION

le projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation. Il se situe à ALGER.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Sommaire

Chapitre 1 : Généralités

1-1 Présentation du projet.....	1
1-1-1 Données géométriques du projet.....	1
1-1-2 Localisation et données concernant le site	1
1-2 Règlements techniques	1
1-2-1 Logiciel utilisé	1
1-3 Propriété des matériaux utilisés	2
1-3-1 Acier	2
1-3-2 Béton	2
1-3-2-1 Résistance à la compression	2
1-3-2-2 Résistance à la traction.....	2
1-3-2-3 Coefficient de Poisson.....	3
1-3-2-4 Deformaties longitudinale du béton.....	3
1-3-2-5 Module d'élasticité instantané	3
1-3-2-6 Module d'élasticité différée.....	3
1-4 Moyen d'assemblage.....	3

Chapitre 2 : Conception de l'ouvrage

2-1 Introduction.....	5
2-2 Conception architecturale	5
2-3 Conception structurale.....	6
2-3-1 Structure horizontale	6
2-4 Plancher mixte	7
2-4-1 Introduction.....	7
2-4-2 Dalle de béton	8
2-4-3 Bac d'acier	8

Chapitre 3 : Charges Et Surcharges

3-1 Introduction.....	11
3-2 Evaluation des charges et surcharges	11
3-2-1 Terrasse inaccessible	11
3-2-2 Etage Courant.....	11
3-2-3 Sous sol.....	12
3-3 Evaluation des charges climatiques.....	12
3-3-1 Effet de la neige	12
3-3-1-1 Introduction.....	12
3-3-1-2 Calcul des charges de la neige « S »	12
3-3-2 L'effet du vent	13
3-3-2-1 Introduction.....	13
3-3-2-2 Dimensionnement de l'ouvrage	13
3-3-3 Principes généraux	14
3-3-3-1 Modélisation de l'action du vent.....	14
3-3-3-2 Donnés relative au site	14
3-3-3-3 Pression dynamique de point	15
3-3-3-4 Le coefficient d'exposition au vent.....	15
3-3-3-5 Le coefficient de rugosité	15
3-3-3-6 Intensité de turbulence.....	15

3-3-3-7 Détermination le coefficient dynamique Cd.....	16
3-3-4 Détermination de coefficient de pression.....	17
3-3-4-1 Calcul des coefficients de pressions extérieures Cpe.....	17
3-3-4-2 Détermination des coefficients de pressions intérieure (Cpi).....	19
3-3-4-3 Force de frottement.....	23
3-3-5 Action d'ensemble.....	23
3-3-5-1 Calcul des Fw à l'aide des coefficients de forces.....	24
3-3-5-2 Calcul du coefficient de forme.....	24
3-3-5-3 Calcul de la surface élémentaire Aréf.....	24

Chapitre 4 : Pré-dimensionnement

4-1 Introduction.....	27
4-2 Pré-dimensionnement des planchers.....	27
4-2-1 Méthode de calcul.....	27
4-2-2 Phase de construction.....	27
4-2-3 Phase finale.....	27
4-3 Pré-dimensionnement des solives.....	28
4-3-1 Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse.....	28
4-3-2 Pré-dimensionnement des solives plancher courant.....	36
4-4 Pré-dimensionnement des poutres principales.....	41
4-4-1 Pré-dimensionnement des poutres principales plancher terrasse.....	41
4-4-2 Pré-dimensionnement des poutres principales plancher courant.....	50
4-5 Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....	56
4-5-1 Pré-dimensionnement des poutres secondaires plancher terrasse.....	56
4-5-2 Pré-dimensionnement des poutres secondaires plancher courant.....	65
4-6 Pré-dimensionnement des poteaux.....	71
4-6-1 Poteau central.....	72
4-6-2 Détermination de profile.....	74
4-6-3 Vérification de poteau.....	75
4-7 Pré-dimensionnement des escaliers.....	77
4-7-1 Introduction.....	77
4-7-2 Définition des éléments d'un escalier.....	77
4-7-3 Dimensionnement des éléments porteurs.....	80
4-7-4 Cornière de marche.....	80
4-7-5 Limon UPN (poutre).....	81
4-7-6 Pré dimensionnement de la poutre palière.....	82

Chapitre 5 : Etude Dynamique

5-1 Introduction.....	84
5-1-1 Choix de la méthode de calcul.....	84
5-1-2 La méthode statique équivalente.....	84
5-1-3 La méthode modale spectrale.....	84
5-1-3-1 Principe.....	85
5-1-3-2 Analyse spectrale.....	85
5-2 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	87
5-3 Résultats de l'analyse dynamique.....	91
5-3-1 Model initiale.....	91
5-3-1-1 Période et participation du model.....	91
5-3-1-2 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	91

5-3-2 Model finale	93
5-3-2-1 Période et participation du model	93
5-3-2-2 Vérification de l'effort tranchant à la base	93
5-3-2-3 Vérification du déplacement inter-étage	95
5-3-2-4 Vérification de l'effet P- Δ	96
5-3-2-5 Justification du coefficient de comportement	97

Chapitre 6 : Vérification des éléments

6-1 Introduction.....	100
6-2 Vérification des poteaux.....	100
6-2-1 Vérification du flambement	100
6-2-2 Vérification du déversement	103
6-2-3 Vérification	104
6-3 Vérification des solives	104
6-4 Vérification des Poutres principales.....	107
6-5 Vérification des poutres secondaires.....	109
6-6 Vérification des contreventements en V.....	112
6-6-1 Direction X.....	112
6-6-2 Direction Y.....	114

Chapitre 7 : Assemblage

7-1 Introduction.....	117
7-1-1 Fonctionnement des Assemblages	117
7-2 Calcul des assemblages	118
7-2-1 Assemblages poutre – solive.....	118
7-2-2 Assemblage Poteau-Poutre	121
7-2-3 Contreventement en V.....	127
7-2-4 Assemblage poteau-poteau : (HEA300-HEA300).....	133
7-2-5 Calcul des pieds de Poteau encastre.....	135
7-3 Conclusion.....	140

Chapitre 8 : Fondation

8-1 Introduction.....	200
8-2 Choix de type de fondation.....	200
8-3 Calcul du radier	195
8-3-1 Prédimensionnement du radier	195
8-3-1-1 Prédimensionnement de la nervure	205
8-3-2 Les vréfications	207
8-4 Ferrallaige du radier	211

Liste des figures

Figure 1 : Vue générale du projet.....	5
Figure 1 : Schéma simple pour construction mixte.....	7
Figure 3 : Représentatif du plancher collaborant.....	7
Figure 4 : Fiche Technique De HI-Bond 55.....	9
Figure 5 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	16
Figure 6 : Construction verticale de bâtiment.....	17
Figure 7 : Légende pour les parois verticales-sens V_1	18
Figure 8 : Valeur C_{pe} pour les parois verticales-sens V_1	19
Figure 9 : Légende pour les parois verticales-sens V_2	21
Figure 10 : Valeur C_{pe} pour les parois verticales-sens V_1	22
Figure 11 : Largeur de la dalle effective.....	32
Figure 12 : Schéma positions des connecteurs solive.....	34
Figure 13 : Poteau central.....	72
Figure 14 : Les éléments d'un escalier.....	78
Figure 15 : Escalier en charpente métallique.....	79
Figure 16 : Charges appliqués sur limon.....	81
Figure 17 : Représentation de graphe pour un spectre de réponse de 1 ^{er} modal.....	86
Figure 18 : Les différents vues de la structure.....	90
Figure 19 : 1 ^{er} mode Translation selon Y.....	92
Figure 20 : 2 ^{ème} mode Torsion autour de Z.....	92
Figure 21 : 3 ^{ème} mode Torsion autour de Z.....	94
Figure 22 : Vue en plan du modele final.....	98
Figure 23 : Contrventement en V.....	112
Figure 24 : Assemblage poutre-solive.....	118
Figure 25 : Assemblage poteau-poutre.....	121
Figure 26 : Dispositions de courdons de soudure (poutre platine).....	122
Figure 27 : Attache de 2UPN120.....	128
Figure 28 : Assemblage poteau – diagonale.....	130
Figure 29 : Assemblage Poteaux – Poteaux (HEA300- HEA300).....	135
Figure 30 : Positionnement des tiges.....	136
Figure 31 : Disposition d'assemblage de pieds de Poteau... ..	137
Figure 32 : Ferrailage de la nervure.....	207
Figure 33 : « les panneaux des fondations ».....	211
Figure 34 : « le panneau le plus sollicité ».....	212
Figure 35 : Ferrailage en travée et appuis.....	218

Liste des tableaux

Tableau 1 : Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés	2
Tableau 2 : Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage.....	2
Tableau 3 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.....	11
Tableau 4 : Charge permanente d'un plancher courant.....	11
Tableau 5 : Charge permanente d'un sous sol.....	12
Tableau 6 : Définition catégorie de terrain.....	14
Tableau 7 : Valeur de la vitesse de référence du vent.....	14
Tableau 8 : Valeur de pression dynamique de point q_p sens V1-V2.....	16
Tableau 9 : Coefficient dynamique C_d	17
Tableau 10 : Des surfaces et les C_{pe} pour les parois verticales-sens V1... ..	18
Tableau 11 : Valeurs des pressions dues au vent (V1).....	20
Tableau 12 : Valeurs des des pressions dues au vent (V1).....	20
Tableau 13 : Des surfaces parois verticales-sens V1... ..	21
Tableau 14 : Valeurs des pressions dues au vent (V2).....	22
Tableau 15 : Valeurs des pressions dues au vent (V2).....	23
Tableau 16 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V1)	24
Tableau 17 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V2)	25
Tableau 18 : Caractéristiques du profilé IPE 200	28
Tableau 19 : Caractéristiques du profilé IPE 200	36
Tableau 20 : Caractéristiques du profilé IPE 300	41
Tableau 21 : Caractéristiques du profilé IPE 300	50
Tableau 22 : Caractéristiques du profilé IPE 240	56
Tableau 23 : Caractéristiques du profilé IPE 240	65
Tableau 24 : Valeurs des charges.....	73
Tableau 25 : Détermination de profilé.....	74
Tableau 26 : Caractéristiques géométrique du profilé HEA 300... ..	75
Tableau 27 : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement.....	76
Tableau 28 : Valeurs de pénalités P_q	89
Tableau 29 : Participation massiquemodel initial	91
Tableau 30 : Participation massique model final.....	93
Tableau 31 : Déplacement inter-étage selon les deux sens	95
Tableau 32 : L'effet P- Δ selon les deux sens	96
Tableau 33 : Coefficient de comportement.....	97
Tableau 34 : Caractéristiques du profilé HEA 300	101

Liste des symbols

Anet : Section nette d'une pièce. Aw : Section de l'âme.

Av : Aire de cisaillement. bf : La largeur de la solive. Cf : Coefficient de force. Cr : Coefficient de rugosité.

Cp,net : Coefficient de pression nette. Ce : Coefficient d'exposition.

Cd : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier. Iv(z) : Intensité de la turbulence.

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre-Poteau. K0 : Coefficient de flambement.

Kt : Facteur de terrain.

Mb,Rd : Valeur de calcul de la résistance au déversement.

Npl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute. Nb,Rd

: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.

Nsd : Effort normal sollicitant. Nt,Sd : Effort normal de traction. Npl : Effort normal plastique.

Nc,Rd : La résistance de calcul à la compression de la section transversale. n : Le coefficient d'équivalence acier/béton.

Pk : Poids total de la structure.

qp(ze) : Pression dynamique de pointe.

R : Coefficient de comportement de la structure. S : Charge de la neige.

Sk : Charge de la neige sur le sol.

Vsd : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.

Vpl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement. W : Pression aérodynamique.

W(zj) : Pression dynamique.

We : Pression extérieur exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze. Wi : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze. Wpl : Module de résistance plastique.

Wel : Module résistance élastique.

d : Diamètre d'une section circulaire. fy : Limite d'élasticité.

fu : Résistance à la traction.

fbu : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime. d : Diamètre d'une section circulaire.

r : Rayon d'une section circulaire.

d : Diamètre d'une section circulaire. t : Epaisseur d'une pièce.

tf : Epaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau). tw : Epaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).

Z : Hauteur au-dessus du sol. Z_0 : Paramètre de rugosité.
 α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.
 x : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
 β : Facteur de corrélation.
 γ_M : Coefficient partiel de sécurité.
 γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1,2,3).
 γ_{M1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4).
 γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous. A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section transversale de béton. ϕ : Diamètre des armatures
 γ_s : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité de calcul de béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
 r_u : Contrainte ultime de cisaillement
 r : Contrainte tangentielle.
 ξ : Déformation relative.
 λ : Elancement.
 F : Force concentrée. f : Flèche.
 f : Flèche admissible.
 L : Longueur ou portée d'un élément. L_f : Longueur de flambement.
 d : Hauteur utile de calcul
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier. M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service. M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis. I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées. I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané. E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge. f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 ρ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton. Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
 δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismique.

Chapitre 1 Généralités

1-1 Présentation du projet :

Il s'agit d'un bâtiment (*RDC+8+Sous Sol*) en charpente métallique
à usage Habitation

1-1-1 Données géométriques du projet :

- **Dimensions en élévation :**
 - Hauteur totale du bâtiment 27,54 m
 - Hauteur de sous-sol..... 3,06 m
 - Hauteur du RDC 3,06 m
 - Hauteur de étage courant..... 3,06 m
- **Dimensions en plan :**
 - Longueur 17,80 m
 - Largeur..... 10,40 m

Voire les plans dans les annexes

1-1-2 Localisation et données concernant le site :

Le bâtiment est implanté au niveau de la willaya de Alger ville de Alger dont :

- La contrainte admissible du sol est de 3 bars.
- Le site est classé dans la zone I
- La zone sismicités III.

1-2 Règlement technique :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- RNV2013 : Règlement neige et vent 2013.
- CCM97 : Règles de construction et de calcul des structure en acier
- EC3 : Calcul des structures en acier.
- EC4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- CBA93 : Règlement de conception et de calcul des structure en béton arme

1-2-1 Logiciel utilisé :

- Etabs.
- Robot Structural Analysis.
- Excel.

1-3 Propriété des matériaux utilisés :

1-3-1 Acier :

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °c
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 100	
	f _y MPa	f _u MPa	f _y MPa	f _u MPa
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau 1 : Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

	Nuances	F _y (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau 2 : Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

1-3-2 Béton :

1-3-2-1 Résistance à la compression :

La résistance à la compression est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes normalisés (16×32) cm² ; pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 j de 25 MPa → f_{c28}=25 MPa.

1-3-2-2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cjj}(\text{MPa})$$

pour f_{c28} =25 MPa; on trouve f_{t28} = 2.1 MPa

1-3-2-3 Coefficient de Poisson:

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

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0$ Béton fissuré à l'ELU.
- $\nu = 0.2$ Béton non fissuré à l'ELS.

1-3-2-4 Déformations longitudinale du béton:

Ce module, connue sous le nom de module d'Young, est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

1-3-2-5 Module d'élasticité instantanée :

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

$$E_{iv} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\rightarrow E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$

1-3-2-6 Module d'élasticité différée :

Il est réservé pour les charges à application de longue durée (supérieur à 24h) ; ce module est défini par :

$$E_{iv} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\rightarrow E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$

1-4 Moyen d'assemblage :

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance (HR).
- Boulons ordinaire.
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

Chapitre 2 Conception de l'ouvrage

2-1 Introduction :

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet

2-2 Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 8 étages avec sous sol

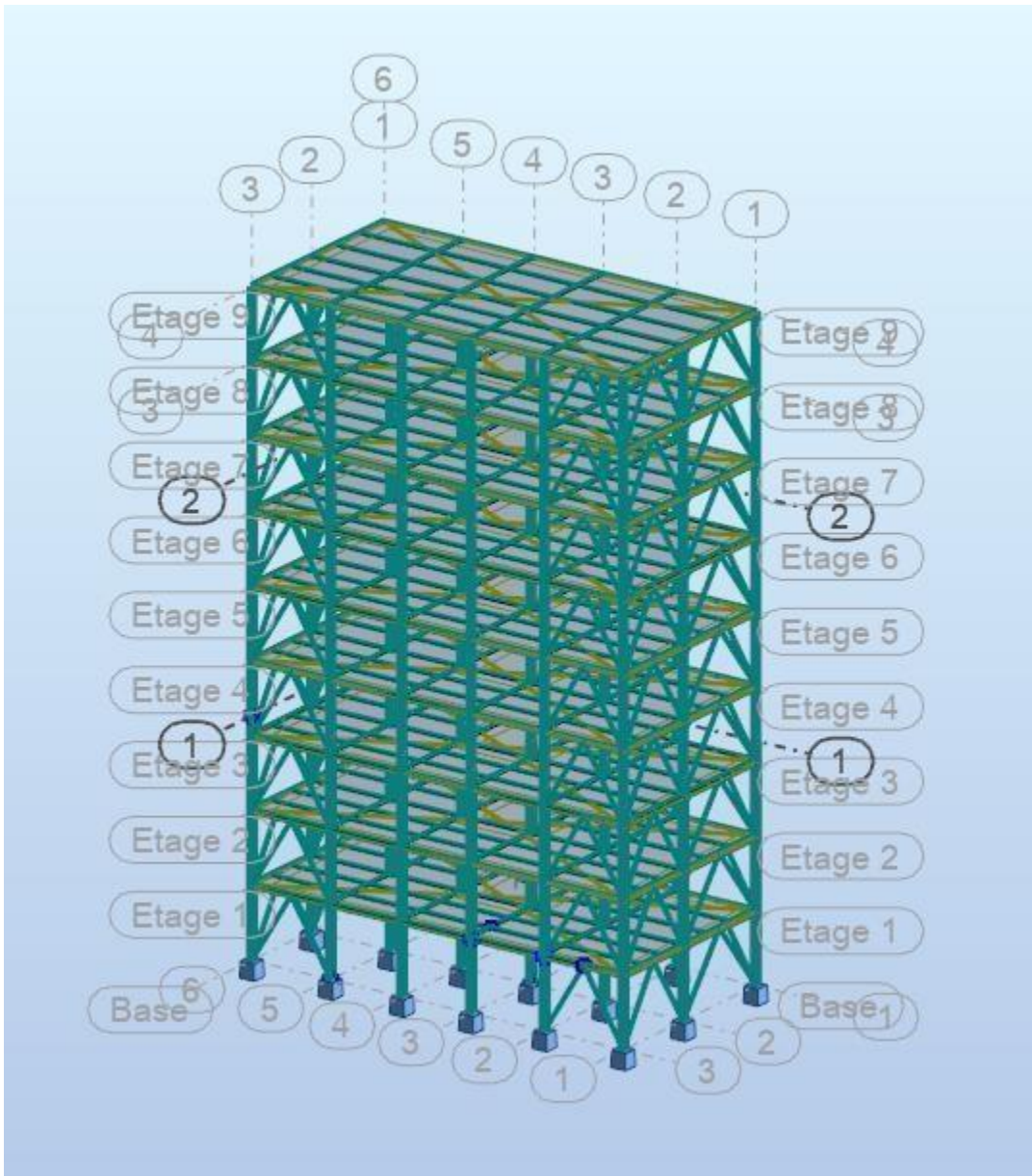


Figure 1 : Vue générale du projet

2-3 Conception structurale :

2-3-1 Structure horizontale:

Elle désigne le plancher, qui constitue la poutraison et la dalle ainsi que des revêtements inférieur (faux-plafond) et supérieur (isolation, chape, sol), a pour fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux).

Un autre rôle porteur important est celui que les planchers jouent dans la transmission des forces horizontales : ils conduisent aux contreventements verticaux ou au noyau central les force due au vent et aux séismes et agissent ainsi comme contreventements horizontal de la structure porteuse du bâtiment (fonction diaphragme).

Leur fonction protectrice concerne les protections comme le bruit (isolation phonique), le feu (fonction coupe-feu), la chaleur (isolation thermique) et humidité (étanchéité, par-vapeur).

C'est aussi dans la hauteur du plancher que les conduits horizontaux destinées à alimenter le bâtiment et l'étage concerné en fluide et énergie pour les besoins du chauffage, de la ventilation, du sanitaire, de l'électricité et de la télématique.

En fin, c'est le plancher qui délimite optiquement et matériellement les faces horizontales supérieures et inférieures des locaux.

De point de vue de sa construction, un plancher est composé de trois parties :

- Le système porteur, comprenant la poutraison et la dalle.
- La partie supérieure, comprenant isolation, étanchéité, chape et revêtement de sol
- La partie inférieure, comprenant le plafond (faux-plafond ou revêtement de la surface des poutres et de la dalle) et l'espace vide éventuel entre le faux plafond et la poutre.

Les plancher sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment élevé ; il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.

Le bâtiment contient trois sorte de planchers un plancher courant, un plancher terrasse accessibles et inaccessibles.

2-4 Plancher mixte :

2-4-1 Introduction :

On appelle un plancher mixte une dalle en béton sur des poutres en acier dont elle est solidaire. L'idée est venue d'associer deux matériaux complémentaires :

- Le béton qui résiste bien à la compression et mal à la traction
- L'acier qui résiste à la traction et mal à la compression due aux phénomènes d'instabilité (flambement, déversement et voilement).

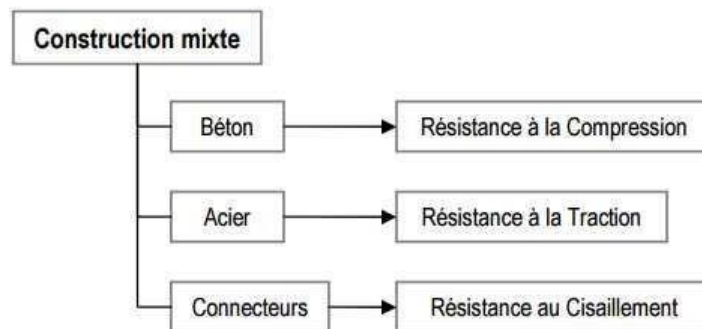


Figure 2 : Schéma simple pour construction mixte

Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature.

En outre, l'ensemble est facile à poser, surtout lorsque la poutre peut supporter seule le poids propre de la dalle sans étai et que l'on peut coffrer la dalle sur des prédalles ou des bacs nervurés en acier, donc sans coffrage à réaliser sur place.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

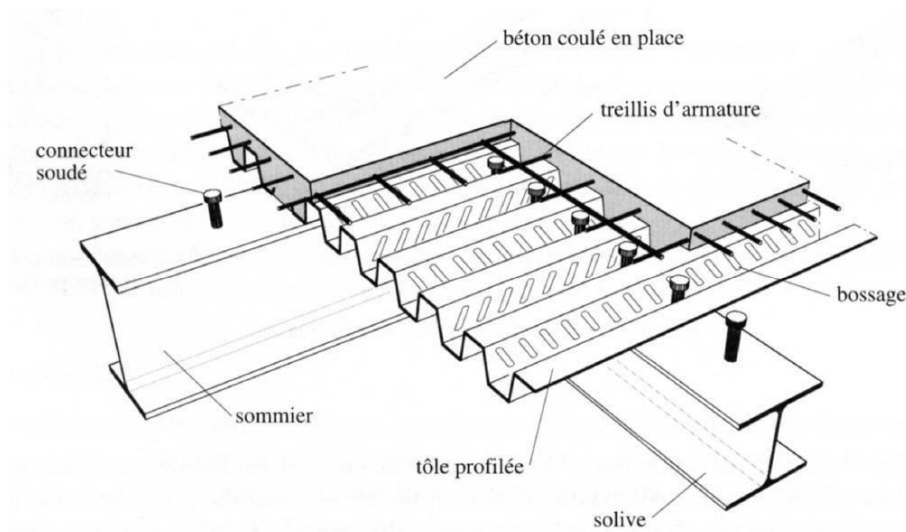


Figure 3 : Représentatif du plancher collaborant

Les conditions à vérifier sont :

▪ **En phase de construction :**

- La résistance en ELU sous poids propre de la poutre, poids propre de la dalle, poids du bac d'acier et de la charge de chantier, en général sans étai.
- La flèche ELS sous charge permanente, qui représentera la flèche initiale.

▪ **En phase d'exploitation :**

- La résistance de flexion en ELU sous les charges permanentes et d'exploitation.
- La résistance en ELU à l'effort tranchant.
- La résistance en ELU de la liaison acier-béton.
- Les effets du retrait en ELS.
- La déformation en ELS sous charge permanentes et d'exploitation, et retrait dans certains cas.

2-4-2 Dalle de béton :

Epaisseur minimum de la dalle est imposée par les conditions au feu. Elle est généralement comprise entre 100mm et 200mm.

Le rapport de la portée de la dalle et sa hauteur (L/h_d) n'est pas restrictive néanmoins.

Les rapports suivants sont les plus utilisés afin de délimiter les flèches

- $L/h_d \leq 35$ pour béton normal
- $L/h_d < 30$ pour béton léger

2-4-3 Bac d'acier :

Les bacs collaborant sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2 m à 7 m avec une épaisseur de dalle variante dans un bâtiment courant de 8 à 30 cm. La largeur maximale des bacs est de 1 m. Les épaisseurs de tôle varient de 0.75 mm à 1.2 mm. Les portées de plancher lui-même peuvent atteindre 18 m, avec épaisseur de plancher de seulement 95 cm, faux plafond, dalle et dalle et faux plancher compris.

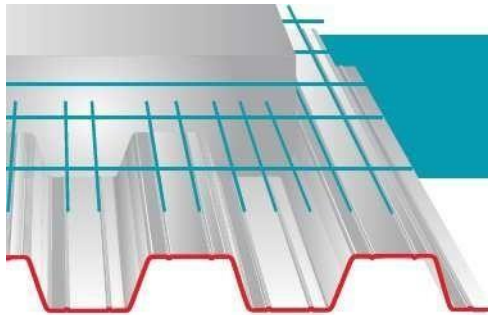
Les bacs peuvent être posés et fixés :

- Sur poutre ;
- Sur des cornières soudées sur l'âme de la poutre. (Dans ce cas il convient de gruger l'aile supérieure pour permettre l'insertion du bac entre les âmes des poutres).
- Lors du coulage du béton, la rive du plancher est bordée par une costière en acier galvanisé, appelée « bande d'arrêt de coulage », de la hauteur du plancher collaborant pour contenir le béton au niveau fini du plancher à réaliser.

Dans des locaux industriels ou tertiaires simples, la sous-face du bac acier simplement galvanisée ou pré-laquée peut rester apparente.

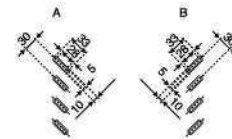
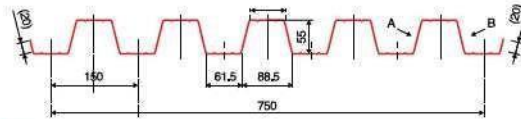
Pour notre cas on a opté pour le Hi-Bond 55 il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.



Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre V ₁ en cm	Position fibre neutre V ₂ en cm	Mt d'inertie en cm ⁴	Module de résistance I.V ₁	Module de résistance I.V ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

Portées admissibles au coulage en mètres

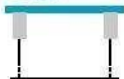
Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaieage, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

Acier



Portée = Clair + 5 cm

Béton



Portée = Clair + 5 cm

Bois



Portée = Entraxe

Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	3,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'élançement du plancher est supérieur à 36.

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Sarl **SES** (Steel Export Service)
 Route de Blida - Chemin Berbessa - BP233 Koléa - Tipaza - Algérie
 Tél : 024 59 34 17/ 20/ 21
 Mob. : 05 54 50 30 63/ 64 /65 - 05 60 01 79 19/ 23 - 05 61 93 80 34
 Email : commercial@ses-algerie.com - Site Web : www.ses-algerie.com



Figure 4 : Fiche Technique De HI-Bond 55

*Chapitre 3 Des Charges Et
Surcharges*

3-1 Introduction :

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

3-2 Evaluation des charges et surcharges :

3-2-1 Terrasse inaccessible :

➤ **Charge permanente :**

Tableau 3 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Protection en gravillon	0,85
▪ Etanchéité multicouches	0,12
▪ Forme de pente (e=10cm)	2,20
▪ Isolation thermique	0,16
▪ Dalle en béton armé (e=15cm)	3,75
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Faux plafond	0,2
Total	6,68

➤ **Charge d'exploitation ($Q_{\text{terrasse}} = 1(\text{KN/m}^2)$)**

3-2-2 Etage Courant :

Charge permanente :

Tableau 4 : Charge permanente d'un plancher courant

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Revêtement	0,44
▪ mortier de pose	0,40
▪ Dalle en béton armé (e=15cm)	3,75
▪ lit de sable	0,54
▪ Bac d'acier HiBond55	0,15
▪ Faux plafond	0,2
▪ Cloisonnement	0,4
Total	5,13

Charge d'exploitation ($Q_{\text{courant}} = 1,5(\text{KN/m}^2)$)

3-2-3 Sous sol :

. charges permanentes et charge d'exploitation :

<i>Matériaux</i>	G (KN/m²)
▪ Bac d'acier HiBond55	0,15
▪ Dalle en béton armé (e=15cm)	3,75

Tableau 5 : Charge permanente d'un sous sol

$$G = 3,9 \text{ KN/m}^2$$

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

3-3 Evaluation des charges climatiques :

3-3-1 Effet de la neige :

3-3-1-1 Introduction :

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement « RNV2013 » s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

3-3-1-2 Calcul des charges de la neige « S » :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante :

$$-S = \mu \times S_k$$

- S_k (kN/m²) est la charge de neige sur le sol.

- μ : est un coefficient d'ajustement de charge, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment se situe à la commune de wilaya d'Alger, zone 'III'.

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

- H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer H = 100 m.

$$S_k = 1,04 \text{ kN/m}^2.$$

$\mu = 0,8$ (Toiture plate)

$$S = \mu \times S_k = 0,8 \times 1,04 = 0,832 \text{ kN/m}^2.$$

$$S = 0,832 \text{ KN/m}^2.$$

3-3-2 L'effet du vent :

3-3-2-1 Introduction :

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère. Cette étude a pour objet de modéliser cette actionsous forme de chargements. Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et vent

« 2013 » Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure. Vu l'élancement de notre bâtiment, une étude au vent est nécessaire et sera donc traitée dans ce chapitre.

3-3-2-2 Dimensionnement de l'ouvrage :

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

Hauteur H = 27.54 m.

Largeur..... B = 10.40 m.

Longueur..... L = 17.80 m.

•Principes du DTR RNV (version 2013)

- Le règlement impose d'étudier le vent de toutes les parois de la structure.

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

3-3-3 Principes généraux :

3-3-3-1 Modélisation de l'action du vent :

- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions fixes variables.

- L'action du vent est représentée par un ensemble simplifié de pression ou de force.

- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces extérieures et intérieures.

- L'action du vent peut aussi être tangentielle (forces de frottement).

3-3-3-2 Données relative au site :

Catégorie du terrain

Tableau 6 : Définition catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_t	$Z_{0(m)}$	$Z_{min(m)}$	ϵ
IV Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m	0,234	1	10	0.67

Zone du vent :

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya d'Alger. Donc, on est dans la zone I du vent, d'où : Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la vitesse de référence :

Tableau 7 : Valeur de la vitesse de référence du vent.

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)	$V_{réf}$ (m/s)
I	375	25

3-3-3-3 Pression dynamique de point :

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e)$$

3-3-3-4 Le coefficient d'exposition au vent :

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

Avec :

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

- C_t coefficient de topographie.

- C_r coefficient de rugosité.

- Z (m) hauteur considérée.

- $I_v(z)$ L'intensité de la turbulence.

3-3-3-5 Le coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r = k_t \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{pour : } Z_{\min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r = k_t \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{pour : } Z < Z_{\min}$$

- K_t facteur de terrain

- Z_0 (m) paramètre de rugosité

- Z_{\min} (m) hauteur minimal.

3-3-3-6 Intensité de turbulence :

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

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} \quad \text{pour : } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} \quad \text{pour : } Z \leq Z_{\min}$$

Calcul de la pression dynamique de point q_p :

Cas $b < h \leq 2b$

$H = 27.54 \text{ m}$
 Direction de vent (V1-V2) {
 $B = 17.80 \text{ m}$

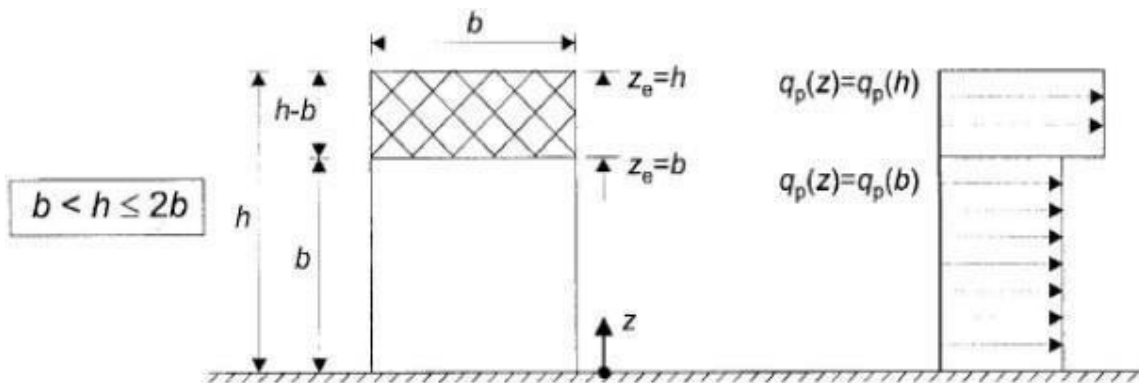


Figure 5 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Remarque : on regroupe les calculs pour chaque étage, on a le même q .

Tableau 8 : Valeurs de pression dynamique de point q_p sens V1-V2.

Hauteur	$Z=Z_e$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_p(z_e)N/m^2$
0 à 10.40	10.40	0.682	1	0.343	1.581	592.875
10.40 à 27.54	27.54	0.806	1	0.290	1.968	738

3-3-3-7 Détermination le coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence

Chapitre 3 Des Charges Et Surcharges

Proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. Notre projet est une étude d'un bâtiment (construction verticale) :

Avec : $Z_{\text{éq}} = 0,6 \times 27.54 = 16.52$ $Z_{\text{éq}} \geq Z_{\text{min}}$

Dont notre cas C_d peut être déterminé par l'expression suivante :

$$C_d = 1 + 2 \times g \times I_v(z_{\text{éq}}) \times \sqrt{Q^2 + R^2} / 1 + 7 \times I_v(z_{\text{éq}})$$

z (m) : la hauteur équivalente de la construction.

$I_v(z_{\text{éq}})$: l'intensité de la turbulence pour $Z = z_{\text{éq}}$.

Q^2 : la partie quasi statique. R^2 : la partie résonnante.

g : est la facture de pointe.

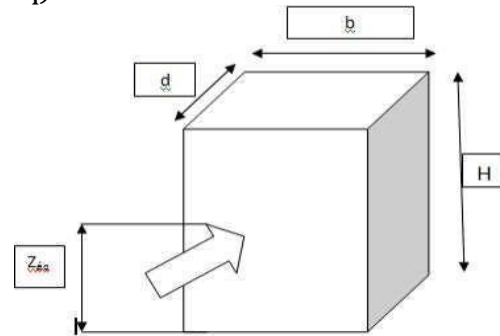


Figure 6 : Construction verticale de bâtiment

Tableau 9 : Coefficients dynamiques C_d .

Les directions du vent	Coefficients dynamiques C_d	Hauteur
V1	0,945	H= 27.54m b=17.80 m
V2	0,98	H= 27.54m b=10.40 m

3-3-4 Détermination de coefficient de pression :

3-3-4-1 Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

Dans notre projet on a une construction à base rectangulaires. Les coefficients de pressions extérieures C_{pe} de cette construction dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1m^2 et 10m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pressions notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe,1}$ si $S \leq 1 \text{ m}^2$.

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

- $C_{pe} = C_{pe,10}$ si $S \geq 10 \text{ m}^2$.

▪ Notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ Alors $C_{pe} = C_{pe,10}$

- **La direction du vent V1 :**

Sur la façade latérale :

- **Pour la paroi verticale**

- $b = 17.80 \text{ m}$; $d = 10.40 \text{ m}$; $h = 27.54 \text{ m}$ $e = \min (b ; 2h) = \min (17.80 ; 2 \times 27.54)$.
- $d < e$, alors la paroi est divisée A', B', D, E qui sont données par la figure suivants :

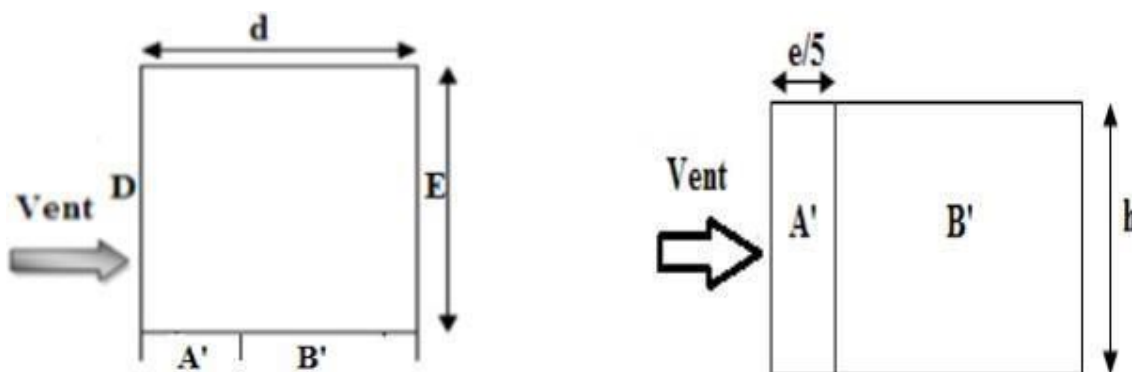


Figure 7 : Légende pour les parois verticales-sens V1.

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

Tableau 10 : Des surfaces et les Cpe pour les parois verticales-sens V1.

Zone (m ²)	A'	B'	D	E
S (m ²)	183.039	732.156	915.195	915.195
Cpe ,10	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Remarque : Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10\text{m}^2$ donc on prend $Cpe = Cpe ,10$

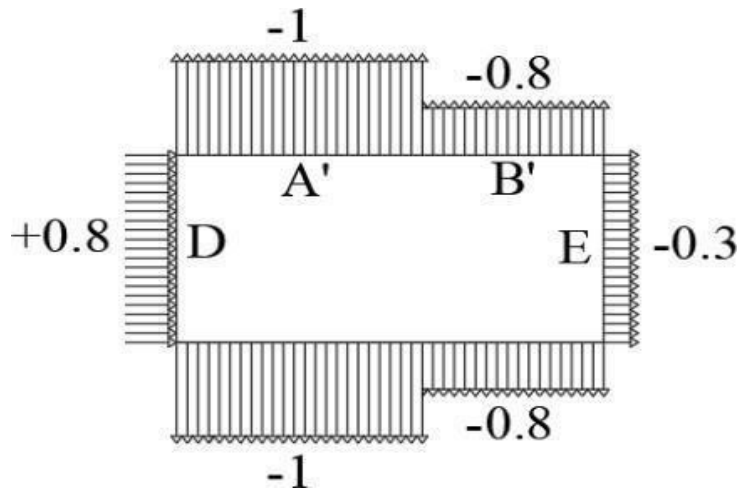


Figure 8 : Valeur de Cpe pour les parois verticales-sens V1.

3-3-4-2 Détermination des coefficients de pressions intérieure (Cpi) :

1^{ere} condition :

Dans les deux faces du bâtiment, la condition qui précise que l'aire totale des ouvertures existant représente 30% d'aire totale des murs (toiture isolée) n'est pas vérifiée.

$$\text{Aire face batiment ouverture} = 94.08m^2$$

$$\text{Aire total batiment} = 922.761m^2 \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

$$188,16 \times 100 / 2600 = 20\% < 30\%$$

2^{eme} condition :

$$\text{face 1} = 94.08m^2 ; \text{face 2} = 94.08,4m^2$$

$$1^{ere} \text{ sens} \quad 94.08m^2 < 345,6m^2$$

$$2^{eme} \text{ sens} \quad 94.08m^2 < 217,6m$$

Chapitre 3 Des Charges Et Surcharges

On se report donc au (§5.2.2.2) pour la détermination de C_{pi} .

$$\mu = \frac{\Sigma \text{ des surface des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ des surfaces totale ouvertures}}$$

donc $\mu = 1 \Rightarrow$ d'après le coefficient C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité et par interpolation.

pour $\mu = 1$ et $h/d = 1.7$ $C_{pi} = -0.5$
 (h) c'est la hauteur du bâtiment ; (d) est sa profondeur

• **Calcul de La pression aérodynamique sens (V 1) :**

$$W(z_j) = q(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ N/m}^2 \text{ (Formule 2.5.2 RNV99)}$$

• **Valeurs des pressions dues au vent (V 1) :**

De 0 à 10.40m

Tableau 11 : Valeurs des pressions dues au vent (V_1)

Z(m)	A'	B'	D	E
q p (ze) [N/m ²]	592.875	592.875	592.875	592.875
C _{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3
C _{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
W(ze)[N/m ²]	-296.43	-177.86	770.70	118.575

De 10.40 à 27.54m

Tableau 12 : Valeurs des pressions dues au vent (V_1)

Z(m)	A'	B'	D	E
q p (ze) [N/m ²]	738	738	738	738
C _{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3
C _{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4
W(ze)[N/m ²]	-369	-221.4	-221.4	73.8

Chapitre 3 Des Charges Et Surcharges

La direction du vent V2 :

Sur la façade latérale :

• Pour la paroi verticale :

▪ $b = 10.40 \text{ m}$; $d = 17.80 \text{ m}$; $h = 27.54 \text{ m}$ $e = \min (b ; 2h) = \min (10.40 ; 2 \times 27.54)$.

▪ $e > d$, alors la paroi est divisée A, B,C, D, E qui sont données par la figure suivants :

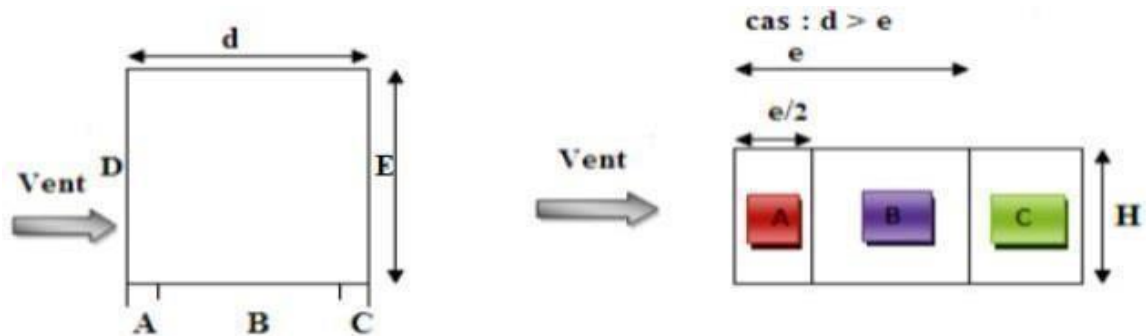


Figure 9 : Légende pour les parois verticales-sens V2.

Remarque : Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10\text{m}^2$ donc on prend $C_{pe} =$

$C_{pe,10}$ Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 13 : Des surfaces parois verticales-sens V1.

Zone (m ²)	A	B	C	D	E
S (m ²)	116.050	464.20	334.94	581.825	581.825
C _{pe,10}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Remarque : Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10\text{m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

Chapitre 3 Des Charges Et Surcharges

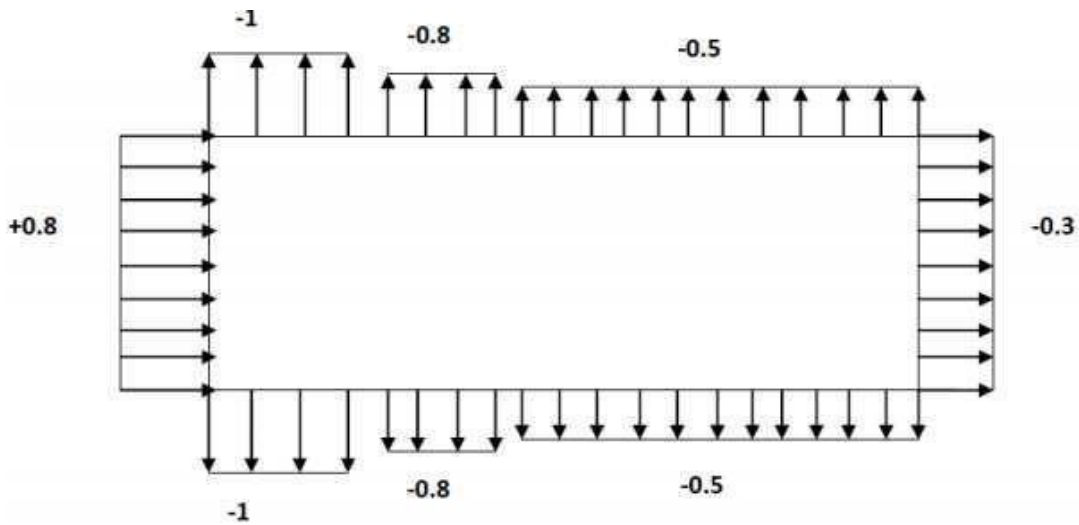


Figure 10 : Valeur de Cpe pour les parois verticales-sens V1.

•Détermination des coefficients de pressions intérieure (Cpi) :

donc $\mu = 0.56 \Rightarrow$ d'après le coefficient C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité

μ

et par interpolation.

pour $\mu = 0.56$ et $h/d = 1.7$ $C_{pi} = 0.01$

(h) c'est la hauteur du bâtiment ; (d) est sa profondeur

•Calcul de La pression aérodynamique sens (V2) :

De 0 à 10.40m

Tableau 14 : Valeurs des pressions dues au vent (V₂).

Z(m)	A	B	C	D	E
q p (ze) [N/m ²]	592.875	592.875	592.875	592.875	592.875
Cpe	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
Cpi	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
W(ze)[N/m ²]	-598.80	-480.22	-302.36	468.37	171.19

Chapitre 3 Des Charges Et Surcharges

De 10.40 à 27.54 m

Tableau 15 : Valeurs des pressions dues au vent (V_2).

Z(m)	A	B	C	D	E
$q_p(z_e)$ [N/m ²]	738	738	738	738	738
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
C_{pi}	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
$W(z_e)$ [N/m ²]	-745.38	-597.78	-576.38	583.02	-228.78

3-3-4-3 Force de frottement :

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNV99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit :

Le rapport $d/b \geq 3$ Le rapport $d/h \geq 3$

Avec :

b est la dimension perpendiculaire au vent. d est la dimension parallèle au vent.

h est la hauteur du bâtiment.

Pour cette direction du vent (V_1) : $b = 17.80$ m ; $d = 10.40$ m ; $h = 27.54$ m

$$10.40/17.80 = 0.58 < 3$$

$$10.40/27.54 = 0.38 < 3$$

Pour cette direction du vent (V_2) : $b = 10.40$ m ; $d = 17.80$ m ; $h = 27.54$ m

$$17.80/10.40 = 1.71 < 3$$

$$17.80/27.54 = 0.65 < 3$$

A partir de ses conditions , on peut négliger la force de frottement .

3-3-5 Action d'ensemble :

Chapitre 3 Des Charges Et Surcharges

3-3-5-1 Calcul des F_w à l'aide des coefficients de forces :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \text{ [N]} \quad (\S 2.6.1. RNV2013)$$

C_d : Coefficient dynamique C_f : Coefficient de force A_{ref} : Surface élémentaire

3-3-5-2 Calcul du coefficient de forme :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi \lambda \quad (\S 4.1. RNV2013)$$

$C_{f,0}$: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

$\psi \lambda$: Facteur d'élancement donné par (**Figure 4.1 RNV 2013**) [2] en fonction de l'élancement effectif λ_e

3-3-5-3 Calcul de la surface élémentaire A_{ref} :

$$A_{ref} = 1 \times h \text{ (Rectangle)}$$

Direction V1 :

$$C_{f,0} = 2,2 \quad (\text{Figure 4.4 } \S 4.2. \text{RNV2013})$$

$$\lambda_e = \text{Max} (l/b ; 70) \quad (\text{Tableau 4.1 } \S 4.1.2 \text{RNV2013})$$

$$\lambda_e = \text{Max} (10.40/17.80; 70) = 70$$

$$\psi \lambda : \text{Pour } \varphi = 1 \text{ et } \lambda_e = 70 \quad (\S 4.1.1 \text{RNV2013})$$

$$\psi \lambda = 0,932 \quad (\text{Figure 4.1 } \S 4.1.1 \text{RNV2013})$$

$$C_f = 2,2 \times 0,932 = 2,05$$

Tableau 16 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V1).

Tronçon	H	L	C_d	C_f	q_p	A_{fr}	F_w (daN /m)
0 à 10.40	18.45	18.45	0,945	2,05	592.875	580.25	6664.44
10.40 à 27.54	13	48.45	0,945	2,05	738	408.85	5845.28

Direction V2 :

$$C_{f,0} = 2 \quad (\text{Figure 4.4 } \S 4.2. \text{RNV2013})$$

$$\lambda_e = \text{Max} (l/b ; 70) \quad (\text{Tableau 4.1 } \S 4.1.2 \text{RNV2013})$$

$$\lambda_e = \text{Max} (10.40/10.40; 70) = 70$$

$$\psi\lambda : \text{Pour } \varphi = 1 \text{ et } \lambda_e = 70 \quad (\S 4.1.1 \text{ RNV} 2013)$$

$$\psi\lambda = 0,932 \quad (\text{Figure 4.1 } \S 4.1.1 \text{ RNV} 2013)$$

$$C_f = 2 \times 0,932 = 1.864$$

Tableau 17 : Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V2).

Tronçon	H	L	C_d	C_f	q_p	A_{fr}	$F_w(\text{daN}/\text{m})$
0 à 10.40	18.45	18.45	0,98	1.864	592.875	580.25	62884.20
10.40 à 27.54	13	48.45	0,98	1.864	738	408.85	5511.78

Conclusion

Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique

Chapitre 4 Pré-dimensionnement

4-1 Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutre ; poteau ...etc.) ; afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques ; aux charges verticales et horizontales.

4-2 Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment. Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des porteurs (murs porteurs ; poteaux et poutres). Notre structure contient des planchers mixtes.

4-2-1 Méthode de calcul :

Pour le pré dimensionner des planchers collaborant à dalle collaborant il est nécessaire de pré dimensionner chaque élément le constituant à la condition d'utilisations la plus défavorable.

Les éléments constituant un plancher mixte :

- Panneaux de dalles.
- Solives.
- Poutre porteuse.
- Des connecteurs.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

4-2-2 Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

4-2-3 Phase finale :

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition.

4-3 Pré-dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement des profilés en IPE, IPN, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de bac d'acier utilisé. Leur rôle est de

Transmettre les charges verticales aux poutres principales. Le pré dimensionnement des solives se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive.

4-3-1 Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

$$\frac{3700}{25} < h < \frac{3700}{15} \Rightarrow 148\text{mm} < h < 246,67\text{mm}$$

On prend un **IPE 200**

Tableau 18 : Caractéristiques du profilé IPE 200

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	1943	142,4	220,6	8,26	2,24

a- Phase de construction :

- Poids P du profile (IPE 200)..... $g_p = 0,224 \text{ KN /ml}$
- Poids P du béton frais..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $G_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

1- Combinaisons de charge :

➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1,8) + 1,5 \times Q_c \times 1,8$$

$$q_u = 1,35 \times (0,224 + (3,75 + 0,15) \times 1,8) + 1,5 \times 0,75 \times 1,8 \quad \longrightarrow \quad q_u = 11,80 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times 1,8 + Q_c \times 1,8$$

$$q_s = 0,224 + (3,75 + 0,15) \times 1,8 + 0,75 \times 1,8 \quad \longrightarrow \quad q_s = 8,59 \text{ KN/ml}$$

2- Vérification :

2-1- Flexion :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$$\gamma = 1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa.}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{11,80 \times 3,7^2}{8} = 20,19 \text{ KN.m}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{220,6 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 60,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{20,19}{60,67} = 0,33$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble

2-2- L'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec :

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 2850 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5 = 1401,6 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1401,6 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 222,53 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,80 \times 3,7}{2} = 21,83 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 222,53 \text{ kN} > 21,83 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{21,83}{222,53} = 0,09$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 111,27 \text{ kN} > V_{sd}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

2-3- Vérification du déversement :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2} \right)}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ classe I}$$

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$M_{sd} \text{ est le moment appliqué } \Rightarrow M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{11,80 \times 3,7^2}{8} = 20,19 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = L/iZ / [1 + (1/20) (L/iZ/h/t_f)^2]^{0,25} \sqrt{c_1} \quad \text{Avec : 1.132}$$

$$\lambda_{LT} = 3700/22.4 / [1 + (1/20) \times (3700/22.4 / 200/8.5)^2]^{0,25} \times \sqrt{1.132} = 114.71$$

$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon}$ Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \Rightarrow \lambda_{LT} = 1,32 > 0,4 \Rightarrow$ il y a un risque de déversement.

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 1,49 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,46$$

Avec :

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,46 \times 220,6 \times 275}{1,1} 10^{-3} = 25,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 20,19 \text{ KNm} < M_{brd} = 25,37 \text{ KNm}$$

Donc la condition de déversement est vérifiée.

2-4- Vérification de la rigidité :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f$$

Avec :

- $q_{ser} = 8,59 \text{ KN/ml.}$
- $L = 3,7 \text{ m.}$
- $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$
- $I_y = 1943 \text{ cm}^4.$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8,59 \times 3700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 5,14 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3700}{250} = 14,8 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 5,14 \text{ mm} \leq \bar{f} = 14,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

-b- Phase finale :

- Poids P du profilé (IPE 200)..... $g_p = 0,224 \text{ KN /ml}$
- Charge permanente $G_t = 6,68 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 1,8m.

1- Combinaisons de charge :

ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_t \times 1,8)] + 1,5 \times Q \times 1,8$$

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (6,68 \times 1,8)] + 1,5 \times 1 \times 1,8 \quad \longrightarrow \quad q_u = 19,23 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,8$$

$$q_s = 0,224 + (6,68 + 1) \times 1,8 \quad \longrightarrow \quad q_s = 14,05 \text{ kN/ml}$$

2- Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \quad 2 \times L_0 / 8 \quad \longrightarrow \quad L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie}$$

$$b \quad \longrightarrow \quad b : \text{Entraxe entre les poutres}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \quad 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 3,7 / 8 = 0,925 \text{ m}$$

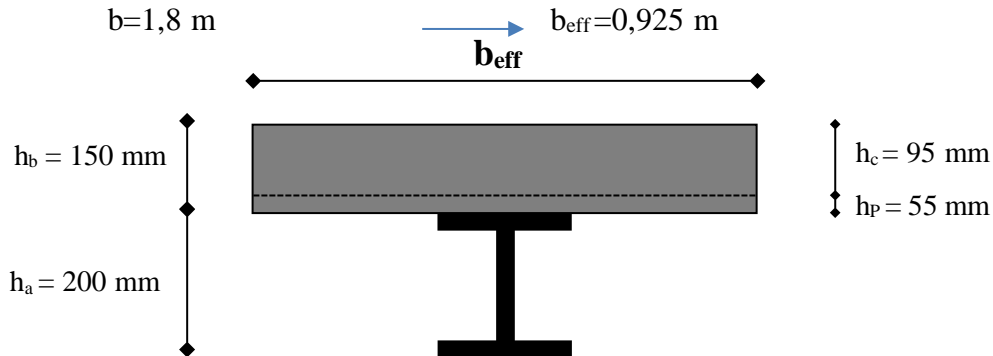


Figure 11 : Largeur de la dalle effective

3- Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 925 \times 95) \times 10^{-3} = 1252,21 \text{ kN}$

- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 2850 \times 10^{-3} = 744,56 \text{ kN}$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par

la section mixte est :

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

4- Vérifications :

4-1- Vérification de la flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 19,23 \times 3,7^2 / 8 = 32,90 \text{ kN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl,rd} = 744,56 \times \left[\frac{200}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{744,56 \times 95}{2 \times 1252,21} \right) \right] \times 10^{-3} = 165,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \qquad r = \frac{32,90}{165,11} = 0,20$$

4-2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 2850 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5 = 1401,6 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1401,6 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 222,53 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{19,23 \times 3,7}{2} = 35,57 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 222,53 \text{ kN} > 35,57 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée} \qquad r = \frac{35,57}{222,53} =$$

0,16

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 111,27 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

4-3- Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq f$$

Avec :

$$q_{ser} = 14,05 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 3,7 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{Aa \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m}$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{2850}{925 \times 95} = 0,0324 \qquad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{2850 \times (95 + 2 \times 55 + 200)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0324)} + \frac{925 \times 95^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4 = 10,25 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

- **La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 14,05 \times 3700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 10,25 \times 10^7} = 1,59 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3700}{250} = 14,8 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f_{\text{con}} + f^f = 5,14 + 1,59 = 6,73 \text{ mm} < \bar{f} = 14,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

4-4- Vérification du déversement :

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

Conclusion :

Le profilé vérifie tout les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc onopte pour la solive de terrasse un **IPE 200**

c- Calcul des connecteurs :

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

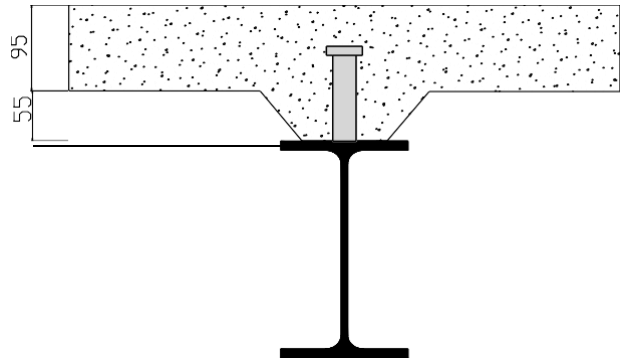


Figure 12 : Schéma positions des connecteurs solive

1- Détermination de (Résistance au cisaillement) :

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

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton
 $E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton
 $F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs
 $\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas

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

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

2- Influence du sens du bac d'acier :

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

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

N_r : Nombre de goujon par nervure = 1

h_p = 55 mm; h_c = 95 mm (hauteur du connecteur)

b₀ = 88,5 mm Largeur moyenne de la nervure

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

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

Prd (Resistance au cisaillement) K_t = 0,82 \longrightarrow Prd = 59,97 KN

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

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) \quad ; \quad R_L = \inf (1252,21 ; 744,56) \quad R_L = 744,56 \text{ kN}$$

4- Nombre de connecteurs : par demi-portée :

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{744,56}{59,97} = 12,41$$

On prend **13 connecteurs** pour le demi portée.

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

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

$$\text{esp} = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{3700}{26 - 1} = 148 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{esp} = 150 \text{ mm}$$

4-3-2 Pré-dimensionnement des solives plancher courant :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la poutre

$$\frac{3700}{25} < h < \frac{3700}{15} \Rightarrow 148\text{mm} < h < 246,67\text{mm}$$

On prend un **IPE 200**

Tableau 19 : Caractéristiques du profilé IPE 200

G <i>kg/m</i>	A <i>cm²</i>	Dimensions				Caractéristiques				
		<i>h</i> <i>mm</i>	<i>b</i> <i>mm</i>	<i>t_f</i> <i>mm</i>	<i>t_w</i> <i>mm</i>	<i>I_y</i> <i>cm⁴</i>	<i>I_z</i> <i>cm⁴</i>	<i>W_{pl-y}</i> <i>cm³</i>	<i>i_y</i> <i>cm</i>	<i>i_z</i> <i>cm</i>
22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	1943	142,4	220,6	8,26	2,24

a- Phase de construction :

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profile **IPE 200**)

b- Phase finale :

- Poids P du profile (IPE 200)..... gp= 0,224 KN /ml
- Charge permanente G_t = 5,13 KN/m²
- Sur charge d'exploitation Q = 1,5 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1,8m.

1- Combinaisons de charge :

ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_t \times 1,8)] + 1,5 \times Q \times 1,8$$

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (5,13 \times 1,8)] + 1,5 \times 1,5 \times 1,8 \longrightarrow q_u = 16,82 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,8$$

$$q_s = 0,224 + (5,13 + 1,5) \times 1,8 \longrightarrow q_s = 12,16 \text{ KN/ml}$$

2- Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \quad 2 \times L_0 / 8 \longrightarrow L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie}$$

$$\longrightarrow b : \text{Entraxe entre les poutres}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \quad 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 3,7 / 8 = 0,925 \text{ m}$$

$$b = 1,8 \text{ m} \longrightarrow b_{\text{eff}} = 0,925 \text{ m}$$

3- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 925 \times 95) \times 10^{-3} = 1252,21 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 2850 \times 10^{-3} = 744,56 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{Acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

4- Vérifications :

4-1- Vérification de la flexion :

Il faut que : $M_{\text{sd}} < M_{\text{pl,rd}}$

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,82 \times 3,7^2}{8} = 28,78 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{plrd}} = 744,56 \times \left[\frac{200}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{744,56 \times 95}{2 \times 1252,21} \right) \right] = 165,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{28,78}{165,11} = 0,17$$

4-2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 2850 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5 = 1401,6 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1401,6 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 222,53 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16,82 \times 3,7}{2} = 31,12 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 222,53 \text{ kN} > 31,12 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{31,12}{222,53} = 0,14$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 111,27 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

4-3- Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq f$$

Avec :

$$q_{ser} = 12,16 \text{ KN/ml}$$

$$L = 3,7 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2850}{925 \times 95} = 0,0324 \quad m = E_a/E_b = 15$$

$$I_c = \frac{2850 \times (95 + 2 \times 55 + 200)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0324)} + \frac{925 \times 95^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4 = 10,25 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

- **La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 12,16 \times 3700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 10,25 \times 10^7} = 1,38 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3700}{250} = 14,8 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f_{\text{con}} + f^f = 5,14 + 1,38 = 6,52 \text{ mm} < \bar{f} = 14,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

4-4- Vérification du déversement :

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

Conclusion :

Le profilé vérifie tout les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive d'étage courant un **IPE 200**

c- Calcul des connecteurs :

Type goujons : hauteur = 95 mm
Diamètre = 19 mm

1- Détermination de (Résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = K \times \inf \left(\begin{array}{l} 0,29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right)$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton
 $E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton
 $F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs
 $\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas

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

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

2- Influence du sens du bac d'acier :

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

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

N_r : Nombre de goujon par nervure = 1

h_p = 55 mm; h_c = 95 mm (hauteur du connecteur)

b₀ = 88,5 mm Largeur moyenne de la nervure

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

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

P_{rd} (Résistance au cisaillement) K_t = 0,82 → P_{rd} = 59,97 KN

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

R_L = inf (R_{béton}; R_{Acies}) ; R_L = inf (1252,21 ; 744,56) R_L = 744,56 kN

4- Nombre de connecteurs par demi-portée :

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{744,56}{59,97} = 12,41$$

On prend **13 connecteurs** pour la demi portée.

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

e_{min} ≥ 5 × d = 5 × 19 = 95 mm

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{3700}{26 - 1} = 148 \text{ mm}$$

⇒ esp = 150 mm

4-4 Pré-dimensionnement des poutres principales :

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

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre.

4-4-1 Pré-dimensionnement des poutres principales plancher terrasse :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{4850}{25} < h < \frac{4850}{15} \Rightarrow 194\text{mm} < h < 323,33\text{mm}$$

On opte pour un **IPE 300**

Tableau 20 : Caractéristiques du profilé IPE 300

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
42,2	53,81	300	150	10,7	7,1	8356	603,8	628,4	12,46	3,35

a- Phase construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profiler IPE 300... $g_p=0,422$ KN/ml
- Poids propre du béton frais $G_b=3,75$ KN/m²
- Poids du bac d'acier $g=0,15$ KN/m²
- Surcharge de construction $Q_c=0,75$ KN/m²

1- Calcul des réactions des solives :

ELU

$$q_u = 12,07 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{3,7 \times 12,07}{2} + \frac{3,7 \times 12,07}{2} = 44,66 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 44,66 \text{ KN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 44,66 \text{ KN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 44,66 \text{ KN}$$

ELS

$$q_s = 8,86 \text{ KN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_s \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{3,7 \times 8,79}{2} + \frac{3,7 \times 8,79}{2} = 35,52 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 32,52 \text{ KN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 32,52 \text{ KN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 32,52 \text{ KN}$$

2- Combinaisons des charges :

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (0,422 + (3,75 + 0,15) \times 0,17) + 1,5 \times 0,75 \times 0,17 \longrightarrow q_u = 1,65 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 0,422 + (3,75 + 0,15) \times 0,17 + 0,75 \times 0,17 \longrightarrow q_s = 1,21 \text{ kN/ml}$$

3- Vérifications :

3-1- Moment fléchissant :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{1,65 \times 4,85^2}{8} + \frac{44,66 \times 4,85}{2} = 113,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628,4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 172,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{113,15}{172,81} = 0,65$$

3-2- Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où :

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 5381 - 2 \times 150 \times 10,7 + (7,1 + 2 \times 15) \times 10,7 = 2567,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2567,97 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 407,72 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 44,66}{2} + \frac{1,65 \times 4,85}{2} = 71 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 407,72 \text{ kN} > 71 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{71}{407,72} = 0.17$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 203,86 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3-3- La rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f^{max} \leq f^{adm} = \frac{l}{250} = 19,4 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,21 \times (4850)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 0,50 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 32,52 \times 10^3 \times (4850)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 10,46 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0,50 + 10,46 = 10,96 \text{ mm} < f^{adm} = 19,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

3-4- Vérification du déversement :

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser

4- Phase finale :

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 300..... $g_p=0,422 \text{ kN/m}$
- Charge permanente $G_t=6,68 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1 \text{ kN/m}^2$

1- Calcul des réactions des solives :

ELU

$$R_x = \frac{3,7 \times 19,50}{2} + \frac{3,7 \times 19,50}{2} = 72,15 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 72,15 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 72,15 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 72,15 \text{ kN}$$

ELS

$$R_x = \frac{3,7 \times 14,25}{2} + \frac{3,7 \times 14,25}{2} = 52,72 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 52,72 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 52,72 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 52,72 \text{ kN}$$

2- Combinaison des charges :

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [(G_t \times 0,17) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,17$$

$$q_u = 1,35 \times [(6,68 \times 0,17) + 0,422] + 1,5 \times 1 \times 0,17 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,36 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,17$$

$$q_s = 0,422 + (6,68 + 1) \times 0,17 \quad \longrightarrow \quad q_s = 1,73 \text{ kN/ml}$$

3- Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 4,85 / 8 = 1,213 \text{ m} \\ b = 1,8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{\text{eff}} = 1,213 \text{ m}$

4- Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1213 \times 95 \times 10^{-3} = 1642,10 \text{ kN}$
 - $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} = 1405,78 \text{ kN}$
- $R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{Acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

5- Vérifications :

5-1- Vérification de la flexion :

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,36 \times 4,85^2}{8} + \frac{72,15 \times 4,85}{2} = 181,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 1405.78 \times [300/2 + 95 + 55 - (1405.78 \times 95/2 \times 1642.10)] \times 10^{-3} \\ = 354.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \qquad r = \frac{181.9}{364,57} = 0,50$$

5-2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 5381 - 2 \times 150 \times 10,7 + (7,1 + 2 \times 15) \times 10,7 = 2567,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2567,97 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 407,72 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 72,15}{2} + \frac{2,36 \times 4,85}{2} = 113,95 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 407,72 \text{ kN} > 113,95 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée} \qquad r = \frac{113,95}{407,72} = 0,28$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 203,86 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

5-3- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que :

$$f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250} = 19,4 \text{ mm}$$

Avec :

$$q_{ser} = 1,73 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 52,72 \text{ kN}$$

$$L = 4,85 \text{ m}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{5381}{1213 \times 95} = 0,0467 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{5381 \times (95 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0467)} + \frac{1213 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4 = 29,11 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,73 \times (4850)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 29,11 \times 10^7} = 0,20 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 52,72 \times 10^3 \times (4850)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 29,11 \times 10^7} = 4,87 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 10,96 + 0,20 + 4,87 = 16,03 \text{ mm} < f_{adm} = 19,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{verifier}$$

5-4- Vérification du déversement :

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

Conclusion :

Le profilé vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un **IPE 300** pour les poutres de plancher terrasse.

c- Calcul des connecteurs :

Type goujons : hauteur = 95 mm
Diamètre = 19 mm

1- Détermination de (Résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = K \times \inf \left(\begin{array}{l} 0,29 \times a \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right)$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton
 $E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton
 $F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs
 $\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas

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

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

2- Influence du sens du bac d'acier :

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

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

Nr : Nombre de goujon par nervure = 1

hp = 55 mm ; hc = 95 mm (hauteur du connecteur)

bo = 88,5 mm Largeur moyenne de la nervure

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

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

P_{rd} (Résistance au cisaillement) $K_t = 0,82$ \longrightarrow $P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$

3- Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL :

$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}})$; $R_L = \inf (1642,10 ; 1405,78)$ $R_L = 1405,78 \text{ kN}$

4- Nombre de connecteurs : par demi-portée :

$$\text{Nbrc} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1405,78}{59,97} = 23,44$$

On prend **24 connecteurs** pour la demi portée.

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

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

$$\text{esp} = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{4850}{48 - 1} = 103.19 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{esp} = 110 \text{ mm}$$

4-4-2 Pré-dimensionnement des poutres principales plancher courant :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{4850}{25} < h < \frac{4850}{15} \Rightarrow 194mm < h < 323,33mm$$

On opte pour un **IPE 300**

Tableau 21 : Caractéristiques du profilé IPE 300

Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> <i>mm</i>	<i>b</i> <i>mm</i>	<i>t_f</i> <i>mm</i>	<i>t_w</i> <i>mm</i>	<i>I_y</i> <i>cm⁴</i>	<i>I_z</i> <i>cm⁴</i>	<i>W_{pl-y}</i> <i>cm³</i>	<i>i_y</i> <i>cm</i>	<i>i_z</i> <i>cm</i>
42,2	53,81	300	150	10,7	7,1	8356	603,8	628,4	12,46	3,35

a-Phase de construction :

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profile **IPE 300**)

b-Phase finale :

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 300..... $g_p=0,422\text{kN/m}$
- Charge permanente $G_t=5,13 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1,5 \text{ kN/m}^2$

1- Calcul des réactions des solives :

ELU

$$R_x = \frac{3,7 \times 17,09}{2} + \frac{3,7 \times 17,09}{2} = 63,23 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 63,23 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 63,23 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 63,23 \text{ kN}$$

ELS

$$R_x = \frac{3,7 \times 12,36}{2} + \frac{3,7 \times 12,36}{2} = 45,73 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 45,73 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 45,73 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 45,73 \text{ kN}$$

2- Combinaison des charges :

ELU

$$q_u = 1,35 \times [(G_t \times 0,18) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,18$$

$$q_u = 1,35 \times [(5,13 \times 0,18) + 0,422] + 1,5 \times 1,5 \times 0,18 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,22 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,18$$

$$q_s = 0,422 + (5,13 + 1,5) \times 0,18 \quad \longrightarrow \quad q_s = 1,62 \text{ kN/ml}$$

3- Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 4,85 / 8 = 1,213 \text{ m} \\ b = 1,8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{\text{eff}} = 1,213 \text{ m}$

4- Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1213 \times 95 \times 10^{-3} = 1642,10 \text{ kN}$
 - $R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} = 1405,78 \text{ kN}$
- $R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

5- Vérifications :

5-1- Vérification de la flexion :

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,22 \times 4,85^2}{8} + \frac{63,23 \times 4,85}{2} = 159,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 1405.78 \times [300/2 + 95 + 55 - (1405.78 \times 95/2 \times 1642.10)] \times 10^{-3} \\ = 364.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{159.86}{364,57} = 0,44$$

5-2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 5381 - 2 \times 150 \times 10,7 + (7,1 + 2 \times 15) \times 10,7 = 2567,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2567,97 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 407,72 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 63,23}{2} + \frac{2,22 \times 4,85}{2} = 100,23 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 407,72 \text{ kN} > 100,23 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{100,23}{407,72} = 0.25$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 203,86 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

5-3- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250} = 19,4\text{mm}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,62 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 45,73 \text{ kN}$$

$$L = 4,85 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{5381}{1213 \times 95} = 0,0467 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{5381 \times (95 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0467)} + \frac{1213 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4 = 29,11 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,62 \times (4850)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 29,11 \times 10^7} = 0,19 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 45,73 \times 10^3 \times (4850)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 29,11 \times 10^7} = 4,22 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 10,96 + 0,19 + 4,22 = 15,37 \text{ mm} < f_{adm} = 19,4\text{mm} \Rightarrow \text{verifier}$$

5-4- Vérification du déversement :

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

Conclusion :

Le profilé vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un **IPE 300** pour les poutres de plancher courant.

c- Calcul des connecteurs :

Type goujons : hauteur = 95 mm
Diamètre = 19 mm

1- Détermination de (Résistance au cisaillement) :

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

Avec : $f_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton
 $E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton
 $F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs
 $\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas

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

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

2- Influence du sens du bac d'acier :

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

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

N_r : Nombre de goujon par nervure = 1

$h_p = 55$ mm ; $h_c = 95$ mm (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5$ mm Largeur moyenne de la nervure

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

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

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$$

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

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1642,10 ; 1405,78) \quad R_L = 1405,78 \text{ kN}$$

4- Nombre de connecteurs : par demi-portée :

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1405,78}{59,97} = 23,44$$

On prend **24 connecteurs** pour la demi portée.

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

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

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{4850}{48 - 1} = 103,19 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow esp = 110 \text{ mm}$$

4-5 Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

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

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre.

4-5-1 Pré-dimensionnement des poutres secondaires plancher terrasse :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{3700}{25} < h < \frac{3700}{15} \Rightarrow 148\text{mm} < h < 246,67\text{mm}$$

On opte pour un **IPE 240**

Tableau 22 : Caractéristiques du profilé IPE 240

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	3892	283,6	366,6	9,97	2,69

a- Phase construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profiler IPE 240... $g_p=0,307$ KN/ml
- Poids propre du béton frais $G_b=3,75$ KN/m²
- Poids du bac d'acier $g=0,15$ KN/m²
- Surcharge de construction $Q_c=0,75$ KN/m²

1- Calcul des réactions des solives :

ELU

$$q_u = 11,92 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{3,7 \times 11,92}{2} + \frac{3,7 \times 11,92}{2} = 44,10 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 44,10 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 44,10 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 44,10 \text{ kN}$$

ELS

$$q_s = 8,68 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{3,7 \times 8,68}{2} + \frac{3,7 \times 8,68}{2} = 32,12 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 32,12 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 32,12 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 32,12 \text{ KN}$$

2- Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (0,307 + (3,75 + 0,15) \times 0,17) + 1,5 \times 0,75 \times 0,17 \longrightarrow q_u = 1,50 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 0,307 + (3,75 + 0,15) \times 0,17 + 0,75 \times 0,17 \longrightarrow q_s = 1,10 \text{ kN/ml}$$

3- Vérifications :

3-1- Moment fléchissant :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{1,50 \times 3,7^2}{8} + \frac{44,10 \times 3,7}{2} = 84,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 100,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \implies \text{vérifiée} \qquad r = \frac{84,15}{100,82} = 0,83$$

3-2- Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 3912 - 2 \times 120 \times 9,8 + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8 = 1914,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1914,76 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 304 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 3 \times 44,10/2 + 1,50 \times 3,7/2 = 68,93 \text{ KN}$$

Chapitre 4 Pré-dimensionnement

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 304 \text{ kN} > 68,93 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{68,93}{304} = 0,23$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 152 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3-3- La rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f^{max} \leq f^{adm} = \frac{l}{250} = 14,8 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,10 \times (3700)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 0,33 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 32,12 \times 10^3 \times (3700)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 9,85 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0,33 + 9,85 = 10,18 \text{ mm} < f^{adm} = 14,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

3-4- Vérification du déversement :

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser

b-Phase finale :

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 240..... $g_p=0,307 \text{ kN/m}$
- Charge permanente $G_t=6,68 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1 \text{ kN/m}^2$

1- Calcul des réactions des solives :

ELU

$$R_x = \frac{3,7 \times 19,34}{2} + \frac{3,7 \times 19,34}{2} = 71,56 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 71,56 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 71,56 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 71,56 \text{ kN}$$

ELS

$$R_x = \frac{3,7 \times 14,13}{2} + \frac{3,7 \times 14,13}{2} = 52,28 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 52,28 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 52,28 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 52,28 \text{ kN}$$

2- Combinaison des charges :

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [(G_t \times 0,17) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,17$$

$$q_u = 1,35 \times [(6,68 \times 0,17) + 0,307] + 1,5 \times 1 \times 0,17 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,20 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,17$$

$$q_s = 0,307 + (6,68 + 1) \times 0,17 \quad \longrightarrow \quad q_s = 1,61 \text{ kN/ml}$$

3- Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 3,7 / 8 = 0,925 \text{ m} \\ b = 1,8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{\text{eff}} = 0,925 \text{ m}$

4- Position de l'axe neutre plastique :

• $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 925 \times 95 \times 10^{-3} = 1252,21 \text{ kN}$

• $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 3912 \times 10^{-3} = 1022,01 \text{ kN}$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{Acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

5- Vérifications :

5-1- Vérification de la flexion :

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,20 \times 3,7}{8} + \frac{71,56 \times 3,7}{2} = 133,40 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 1022.01 \times [240/2 + 95 + 55 - (1022.01 \times 95/2 \times 1252.21)] \times 10^{-3} \\ = 236.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{133.40}{236,32} = 0,56$$

5-2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 3912 - 2 \times 120 \times 9,8 + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8 = 1914,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1914,76 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 304 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 71,56}{2} + \frac{2,20 \times 3,7}{2} = 111,41 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 304 \text{ kN} > 111,41 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{111,41}{304} = 0.37$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 152 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

5-3- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que :

$$f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250} = 14,8 \text{ mm}$$

Avec :

$$q_{ser} = 1,61 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 52,28 \text{ kN}$$

$$L = 3,7 \text{ m}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3912}{925 \times 95} = 0,0445 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{3912 \times (95 + 2 \times 55 + 240)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0445)} + \frac{925 \times 95^3}{12 \times 15} + 3892 \times 10^4 = 15,95 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,61 \times (3700)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 15,95 \times 10^7} = 0,12 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 52,28 \times 10^3 \times (3700)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 15,95 \times 10^7} = 3,91 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 10,18 + 0,12 + 3,91 = 14,21 \text{ mm} < f_{adm} = 14,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{verifier}$$

5-4- Vérification du déversement :

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

Conclusion :

Le profilé vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un **IPE 240** pour les poutres de plancher terrasse

c- Calcul des connecteurs :

Type goujons :

hauteur = 95 mm

Diamètre = 19 mm

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

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton
 $E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton
 $F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs
 $\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas

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

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

1- Influence du sens du bac d'acier :

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

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

Nr : Nombre de goujon par nervure =1

hp = 55 mm ; hc = 95 mm (hauteur du connecteur)

bo = 88,5 mm Largeur moyenne de la nervure

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right]$$

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

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$$

2- Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1252,21; 1022,01) \quad R_L = 1022,01 \text{ kN}$$

3- Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1022,01}{59,97} = 17,04$$

On prend **18 connecteurs** pour la demi portée.

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

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

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{3700}{36 - 1} = 105,71 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow esp = 110 \text{ mm}$$

4-5-2

Pré-dimensionnement des poutres secondaires plancher courant :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{3700}{25} < h < \frac{3700}{15} \Rightarrow 148\text{mm} < h < 246,67\text{mm}$$

On opte pour un **IPE 240**

Tableau 23 : Caractéristiques du profilé IPE 240

Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> <i>mm</i>	<i>b</i> <i>mm</i>	<i>t_f</i> <i>mm</i>	<i>t_w</i> <i>mm</i>	<i>I_y</i> <i>cm⁴</i>	<i>I_z</i> <i>cm⁴</i>	<i>W_{pl-y}</i> <i>cm³</i>	<i>i_y</i> <i>cm</i>	<i>i_z</i> <i>cm</i>
30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	3892	283,6	366,6	9,97	2,69

a- Phase de construction :

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profile **IPE 240**)

b- Phase finale :

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- 1- Poids propre du profilé IPE 240..... $g_p=0,307 \text{ kN/m}$
- 2- Charge permanente..... $G_t=5,13 \text{ kN/m}^2$
- 3- Surcharge d'exploitation..... $Q_t= 1,5 \text{ kN/m}^2$

•

1- Calcul des réactions des solives :

ELU

$$R_x = \frac{3,7 \times 16,93}{2} + \frac{3,7 \times 16,93}{2} = 62,64 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 62,64 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 62,64 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 62,64 \text{ kN}$$

ELS

$$R_x = \frac{3,7 \times 12,24}{2} + \frac{3,7 \times 12,24}{2} = 45,29 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 45,29 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 45,29 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 45,29 \text{ kN}$$

2- Combinaison des charges :

ELU

$$q_u = 1,35 \times [(G_t \times 0,18) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,18$$

$$q_u = 1,35 \times [(5,13 \times 0,18) + 0,307] + 1,5 \times 1,5 \times 0,18 \longrightarrow q_u = 2,06 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,18$$

$$q_s = 0,307 + (5,13 + 1,5) \times 0,18 \longrightarrow q_s = 1,50 \text{ kN/ml}$$

3- Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 3,7 / 8 = 0,925 \text{ m} \\ b = 1,8 \text{ m} \end{cases}$$

Donc $\longrightarrow b_{\text{eff}} = 0,925 \text{ m}$

4- Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 925 \times 95 \times 10^{-3} = 1252,21 \text{ kN}$

- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 3912 \times 10^{-3} = 1022,01 \text{ kN}$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{Acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

5- Vérifications :

5-1- Vérification de la flexion :

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,06 \times 3,7^2}{8} + \frac{62,64 \times 3,7}{2} = 119,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1022,01 \times [240/2 + 95 + 55 - (1022,01 \times 95/2 \times 1252,21)] \times 10^{-3}$$

$$= 236,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \implies \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{119,41}{236,32} = 0,50$$

5-2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 3912 - 2 \times 120 \times 9,8 + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8 = 1914,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1914,76 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 304 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 62,64}{2} + \frac{2,06 \times 3,7}{2} = 97,77 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 304 \text{ kN} > 97,77 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{97,77}{304} = 0,32$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 152 \text{ kN} > V_{sd} = 97,77 \text{ kN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

5-3- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250} = 14,8 \text{ mm}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,50 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 45,29 \text{ kN}$$

$$L = 3,7 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3912}{925 \times 95} = 0,0445 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{3912 \times (95 + 2 \times 55 + 240)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0445)} + \frac{925 \times 95^3}{12 \times 15} + 3892 \times 10^4 = 15,95 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,50 \times (3700)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 15,95 \times 10^7} = 0,11 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 45,29 \times 10^3 \times (3700)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 15,95 \times 10^7} = 3,39 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 10,18 + 0,11 + 3,39 = 13,68 \text{ mm} < f_{adm} = 14,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{verifier}$$

5-4- Vérification du déversement :

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

Conclusion :

Le profilé vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un **IPE 240** pour les poutres de plancher courant

c- Calcul des connecteurs :

Type goujons : hauteur = 95 mm
Diamètre = 19 mm

1- Détermination de (Résistance au cisaillement) :

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

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton
 $E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton
 $F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs
 $\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas

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

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

2- Influence du sens du bac d'acier :

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

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

N_r : Nombre de goujon par nervure = 1

$h_p = 55 \text{ mm}$; $h_c = 95 \text{ mm}$ (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5 \text{ mm}$ Largeur moyenne de la nervure

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

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

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$$

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

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1252,21; 1022,01) \quad R_L = 1022,01 \text{ kN}$$

4- Nombre de connecteurs : par demi-portée :

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1022,01}{59,97} = 17,04$$

On prend **18 connecteurs** pour la demi portée.

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

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

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{3700}{36 - 1} = 105,71 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow esp = 110 \text{ mm}$$

4-6 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmettre aux fondations.

➤ **Principe de calcul :**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge

➤ **Étapes de pré dimensionnement :**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

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

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé **HEA**

4-6-1 Poteau central :

a) *plancher terrasse :*

$$g = 6.68 \text{ KN/m}^2$$

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

$$S = \left(\frac{3.45}{2} + \frac{3.70}{2} \right) \left(\frac{4.85}{2} + \frac{4}{2} \right)$$

$$S = 15,82 \text{ m}^2$$

$$G = g \times s \Rightarrow G = 6,68 \times 15,82 \Rightarrow G = 105,68 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 1,87 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 1,10 \text{ KN}$$

$$G_t = 108,65 \text{ KN}$$

$$Q = q \times s \Rightarrow Q = 1 \times 15,82 \Rightarrow Q = 15,82 \text{ KN}$$

b) *Plancher étage courant :*

$$\text{Plancher : } g = 5,13 \text{ KN/m}^2 \quad q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Plancher : } G = 5,13 \times 15,82 = 81,16 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 1,87 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 1,10 \text{ KN}$$

$$G_t = 84,13 \text{ KN}$$

$$Q = q \times s \Rightarrow Q = 1,5 \times 15,82 \Rightarrow Q = 23,73 \text{ KN}$$

c) *Plancher sous-sol :*

$$\text{Plancher : } g = 3.9 \text{ KN/m}^2 \quad q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Plancher : } G = 3.9 \times 15,82 = 61.7 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 1,87 \text{ KN}$$

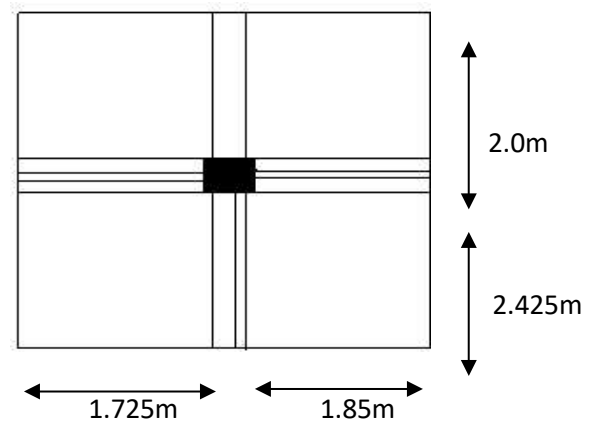


Figure 13 : Poteau central

Chapitre 4 Pré-dimensionnement

$$G_{PS} = 1,10 \text{ KN}$$

$$G_t = 64,67 \text{ KN}$$

$$Q = q \times s \Rightarrow Q = 2,5 \times 15,82 \Rightarrow Q = 39,55 \text{ KN}$$

e) *poutre longitudinale* : $g=0,422 \text{ KN/ml}$

$$L=2.90 \text{ m}$$

$$G=g \times L \Rightarrow G=1,224 \text{ KN}$$

f) *poutre transversale* : $g=0,307 \text{ KN/ml}$

$$L=4.025 \text{ m}$$

$$G=g \times L \Rightarrow G=1,236 \text{ KN}$$

Calcul des charges :

<i>N°niveau</i>	<i>charge</i>	<i>Avant dégression</i>	<i>Dégression</i>	<i>Q*D</i>	<i>Gq(KN)</i>	<i>Qq(KN)</i>
Pt	108,65	15,82	1	15,82	108,65	15,82
N8	84,13	23,73	1	23,73	192,78	39,55
N7	84,13	23,73	0,9	21,35	276,91	60,9
N6	84,13	23,73	0,8	18,98	361,04	79,88
N5	84,13	23,73	0,7	16,61	445,17	96,49
N4	84,13	23,73	0,6	14,24	529,3	110,73
N3	84,13	23,73	0,5	11,86	613,43	122,6
N2	84,13	23,73	0,5	11,86	697,56	134,46
N1	84,13	23,73	0,5	11,86	781,69	146,32
RDC	84,13	23,73	0,5	11,86	865,82	158,18
Sous Sol	64,67	39,55	0,5	19,78	930,49	177,96

Tableau 24 : Valeurs des charges

4-6-2 Détermination de profilé :

Dans section de classe 1

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f}{\gamma_{m0}}$$

Donc :

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Tableau 25 : Détermination de profilé

Niveau	N _{sd} (kN)	A (mm ²)	profilé
Pt	170,41	681,64	HEA 260
N8	319,58	1278,32	HEA 260
N7	465,18	1860,72	HEA 260
N6	607,22	2428,89	HEA 280
N5	745,71	2982,84	HEA 280
N4	880,65	3522,6	HEA 280
N3	1012,03	4048,12	HEA 300
N2	1143,39	4573,56	HEA 300
N1	1274,76	5099,04	HEA 300
RDC	1406,13	5624,52	HEA 300
Sous Sol	1523,10	6092,4	HEA 300

Avec :

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

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$N_{sd} = 1,35 G + 1,5 Q$$

4-6-3 Vérification de poteau :

(Encastrée-Encastrée)

Profile	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	i _y (mm ²)	i _z (mm ²)
HEA 300	290	300	14	8,5	112,5	12,74	7,49

Tableau 26 : Caractéristique géométrique du profilé HEA 300

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{Classe 1}$$

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

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9$$

Chapitre 4 Pré-dimensionnement

- Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,5L \quad (\text{Encastrée-Encastrée})$$

$$L_f = 3,06 \text{ m}$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = L_{fz}/i_z = 3.06 \times 10^3 / 7.49 = 408.54$$

$$\lambda_y = L_{fy}/i_y = 3.06 \times 10^3 / 12.74 = 240.19$$

- Elancement réduit :

$$\lambda = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 2.56$$

2,56 > 0,2 il y a risque d flambement.

- Vérification du flambement :

$$\frac{h}{b} = 0,97 < 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 14 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est $\begin{cases} y - y & b \\ z - z & c \end{cases}$

Courbe	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 27 : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement

$$\checkmark \quad \varphi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

$$\varphi = 0,53$$

$$\chi = 1 / (\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2})$$

$$\chi = 0,90$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{b,rd} = 2163,07 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} = 2163,07 \text{ kN} > N_{sd} = 1523,10 \text{ kN}$$

La condition vérifiée.

4-7 Pré-dimensionnement des escaliers :

4-7-1 Introduction :

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

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

4-7-2 Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la
paillasse

H : Hauteur verticale de la
paillasse

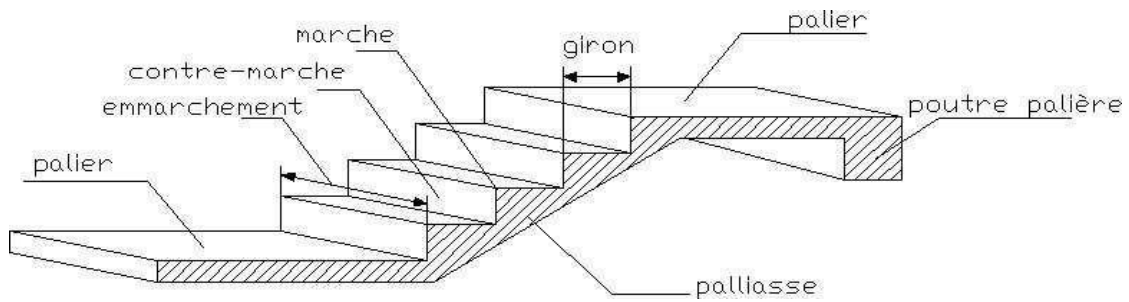


Figure 14 : Les éléments d'un escalier

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

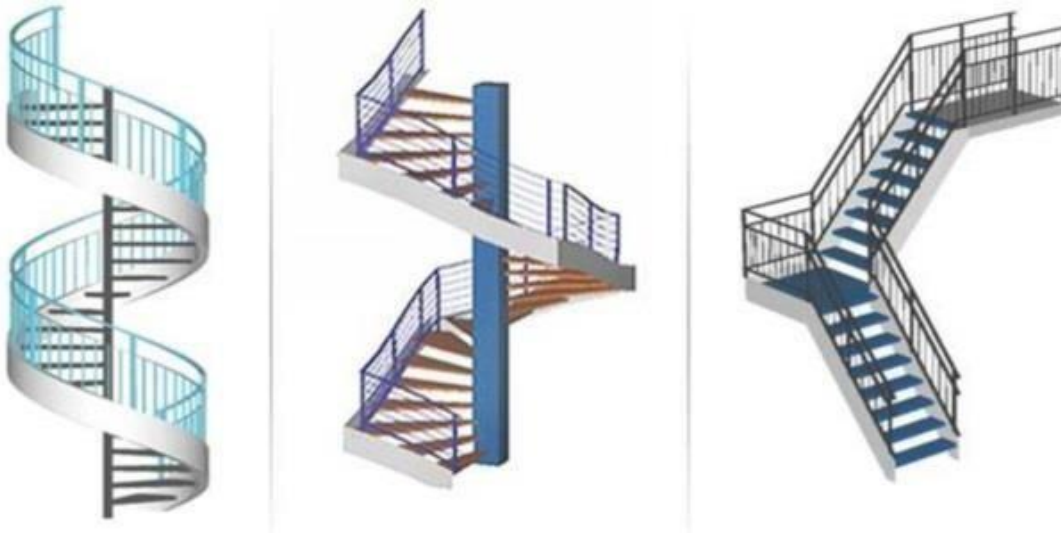


Figure 15 : Escalier en charpente métallique

Pour dimensionnement des marches (g : giron) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL**

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

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

Hauteur d'étage	→	$h_e = 3.06\text{m}$
Giron	→	$g = 30\text{cm}$

On a $59\text{cm} = (30 + 2h) = 66\text{cm}$

$$14.5\text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Pour $h=18\text{cm}$ on a 10 marches pour le 1er volée et 11 pour le 2eme volée
La longueur de la ligne de la foulée sera :

$$L = g(n-1) = 30 \times (10-1)$$

$$L = 270\text{ cm} = 2.7\text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{10 \times 18}{272} = 0,66$$

$$\alpha = 33,68$$

La longueur de la paillasse : $L = l = \frac{180}{\sin \alpha} = 3,24\text{ m}$

4-7-3 Dimensionnement des éléments porteurs :

Volée : $G=125 \text{ kg/m}^2$

Palier : $G=293 \text{ kg}$

Charge d'exploitation $Q=150\text{kg/m}^2$

4-7-3 Cornière de marche :

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

$$q = (G+Q) g = (125+150) \times 0.3$$

$$g = 30\text{cm} = 0.3\text{m}$$

$$q = 82.5 \text{ kg/ml}$$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivant :

$$f_{\max} \leq f \quad f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

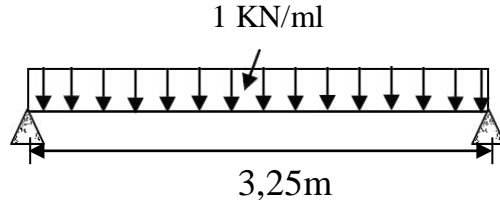
$$I_y \geq \frac{5 \times 0,82 \times 120^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2,2 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales L 40x40x4
 $I_y=4.47\text{cm}^4$

$$P=2.42\text{kg/ml}$$

$$P=2.42\text{kg/ml}$$

Vérification :



$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times [(125 \times 0,3)+2,42] +$$

$$1,5 \times (150 \times 0,3)$$

$$= 1,08 \text{ KN/ml}$$

$$W = I/V = 1,55 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W}$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{ql^2}{8w} = \frac{1,08 \times 12^2}{8 \times 1,55} = 12,54 \text{ KN/cm}^2$$

$$\leq \sigma_e = 24 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

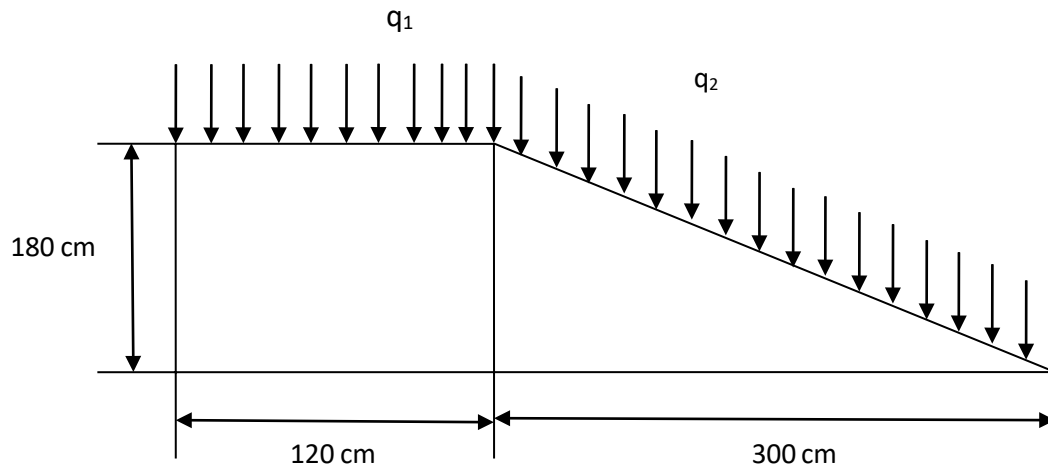


Figure 16 : Charges appliqués sur limon

4-7-4 Limon UPN (poutre) :

$$q_1 = \frac{1,6}{2} \times (125+150) = 2,20 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,6}{2} \times (293+150) = 3,54 \text{ KN/ml}$$

On vérifier selon le critère de la flèche :

$$L = 270 \text{ cm}$$

$$P = 354,4 \text{ kg/ml}$$

$$I \geq \frac{5 \times 3,84 \times 270^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 117,16 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UPN 100**

$$I_y = 206 \text{ cm}^4$$

$$q_1 = \frac{1,6}{2} \times (1,35 \times 125 + 1,5 \times 150) = 3,15 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,6}{2} \times (1,35 \times 293 + 1,5 \times 150) = 4,96 \text{ KN/ml}$$

La charge équivalente :

$$L_1 = 300 \text{ cm} ; L_2 = 120 \text{ cm}$$

$$q_{eq} = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2)$$

$$q_{eq} = 3,66 \text{ KN/ml}$$

a- La condition de résistance :

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{ql^2}{8w} = \frac{3,66 \times 270^2}{8 \times 41,9} = 7,97 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ KN/cm}^2$$

La condition est vérifiée

4-7-5 Pré dimensionnement de la poutre palière :

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison cidessus plus le palier

$$G_{cloison} = 145,6 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{volée} = 125 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{palier} = 293 \text{ kg/m}^2$$

$$q = (1,35 \times 563,6) + (1,5 \times 150) = 985,86 \text{ kg/m}^2$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 9,86 \times 270^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 300,83 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilée IPE120

Chapitre 5 Etude Dynamique

5-1 Introduction :

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

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution et la vérification des conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

5-1-1 Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

5-1-2 La méthode statique équivalente :

la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2

Donc on opte pour la méthode model spectrale.

5-1-3 La méthode modale spectrale :

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites

5-1-3-1 Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec (4 - 14)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et la période du mode K.

5-1-3-2 Analyse spectrale :

a- Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

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

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

$$S_{\frac{g}{8}} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T}{T_2} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

b- Représentation graphique du spectre de réponse :

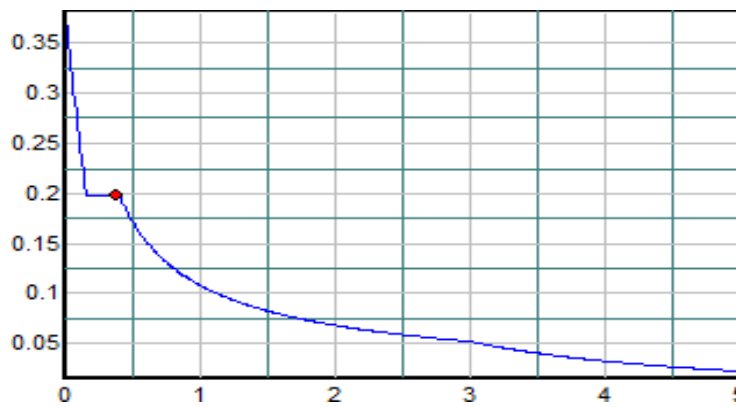


Figure 17 : Représentation de graphe pour un spectre de réponse du 1^{er} model

Avec :

- g : accélération de la pesanteur, (g =9,81N)
- A : coefficient d'accélération de zone, (A=0,25)
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (R=4).
- T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T1 =0,15sec, T2 =0,40sec)
- Q : Facteur de qualité. (Q = 1,10)

c- Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par est relative à la résultante des forces sismiques.

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

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

5-2 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

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

Avec :

1- A : coefficient d'accélération de zone

- Groupe d'usage : **2**
- Zone sismique : **III (wilaya de Alger)**

A = 0,25

2- D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7**

Catégorie S3 $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$

3- Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- $C_T=0,050$: contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé des palées triangulées et des murs en maçonnerie
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- $h_N = 27,54 \text{ m}$
- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$T = 0,05 \times 27,54^{3/4} = 0,60 \text{ s} \rightarrow \begin{cases} D_x = 10,4\text{m} \\ D_y = 17,8\text{m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,09 \times \frac{27,54}{\sqrt{10,4}} = 0,768 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{27,54}{\sqrt{17,8}} = 0,587 \text{ s} \end{cases}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\xi = 5 \text{ (portique avec remplissage dense)}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \rightarrow \eta = 1$$

$$\begin{aligned} T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x &= 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & D_x &= 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.4}{0.768}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.61 \text{ s} \\ T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x &= 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & D_x &= 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.4}{0.587}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.93 \text{ s} \end{aligned}$$

Direction	
Dx	1.61
Dy	1.93

4- R : coefficient de comportement

L’objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l’attribution pour chacune des catégories de cette classification, d’un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre bâtiment dépasse les 8 niveaux ou 30m (R+8+Sous Sol, h=27,54 m).et le contreventement est assuré par des portiques autostables ductiles on a choisi un coefficient de comportement (R=4) car les caractéristiques de la structure sont conforme au paragraphe 8.2 de RPA99/2003.

5- Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

Q : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère q	Pq // xx	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1

Tableau 28 : Valeurs des pénalités Pq

$$Q//xx=1+ (0+0+0+0+0+0,1)=1,1$$

$$Q//yy=1+ (0,05+0,05+0+0+0+0,1)=1,2$$

4- W : poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Wi Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».
- W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».
- W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».
- B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
- $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

	Sens	A	D	Q	R
	x-x	0,25	1,61	1,1	4
	y-y	0,25	1,93	1,2	4

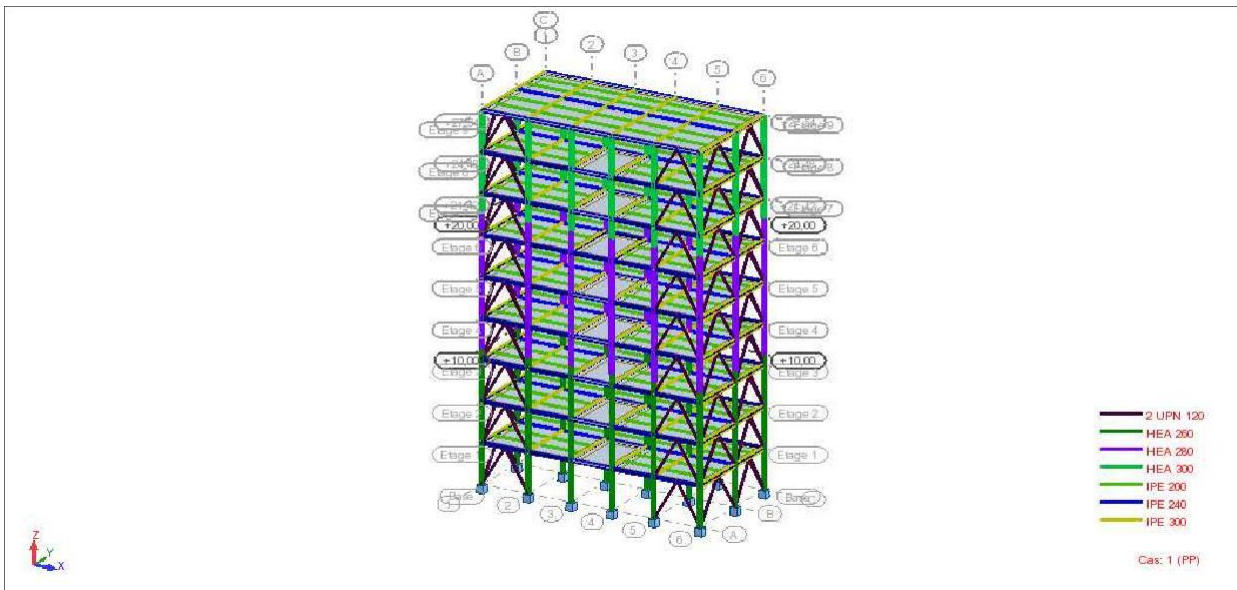


Figure 18 : Les différents vues de la structure

5-2 Résultats de l'analyse dynamique :

5-3-1 Model initiale :

5-3-1-1 Période et participation du model :

Cas/ Mode	Fréquence (HZ)	Période (Sec)	Masses Cumulé UX (%)	Masses Cumulé UY (%)	Masse Modale UX(%)	Masse Modale UY(%)	Tot .mas .UX (Kg)	Tot .mas .UY (Kg)	Masse Modale RZ (%)	Masses Cumulé RZ (%)	Tot. mas. RZ (Kgm ²)
4/1	0,10	10,08	63,60	0,00	63,60	0,00	763298,61	763298,61	0,00	0,00	2590,88
4/2	0,51	1,96	63,61	52,97	0,01	52,97	763298,61	763298,61	0,01	0,01	2590,88
4/3	0,58	1,72	82,44	54,62	18,83	1,65	763298,61	763298,61	0,00	0,01	2590,88
4/4	0,59	1,69	83,38	80,01	0,94	25,40	763298,61	763298,61	0,02	0,04	2590,88
4/5	1,52	0,66	83,39	87,56	0,01	7,55	763298,61	763298,61	0,00	0,04	2590,88
4/6	1,62	0,62	90,16	87,61	6,76	0,05	763298,61	763298,61	0,00	0,04	2590,88
4/7	1,76	0,57	90,18	90,73	0,02	3,12	763298,61	763298,61	0,00	0,04	2590,88
4/8	2,63	0,38	90,18	93,73	0,00	3,00	763298,61	763298,61	0,00	0,04	2590,88
4/9	3,09	0,32	90,22	94,60	0,04	0,87	763298,61	763298,61	0,00	0,05	2590,88
4/10	3,21	0,31	94,07	94,61	3,85	0,01	763298,61	763298,61	0,00	0,05	2590,88

Tableau 29 : Participation massique

Résultat obtenu :

- 1^{er} mode une translation suivant y-y
- 2^{eme} mode une rotation
- 3^{eme} mode une translation suivant x-x
- Le taux de participation massique atteint les 90% au 10^{eme} mode

5-3-1-2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le calcul de V ce fait par le W calculé

W : poids total de la structure. W est égal à la somme des poids Wi calculés à chaque niveau

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} .

	Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
	x-x	0,25	1,61	1,1	4	7485,40	828,54	662,83
	y-y	0,25	1,93	1,2	4	7485,40	1083,51	866,81

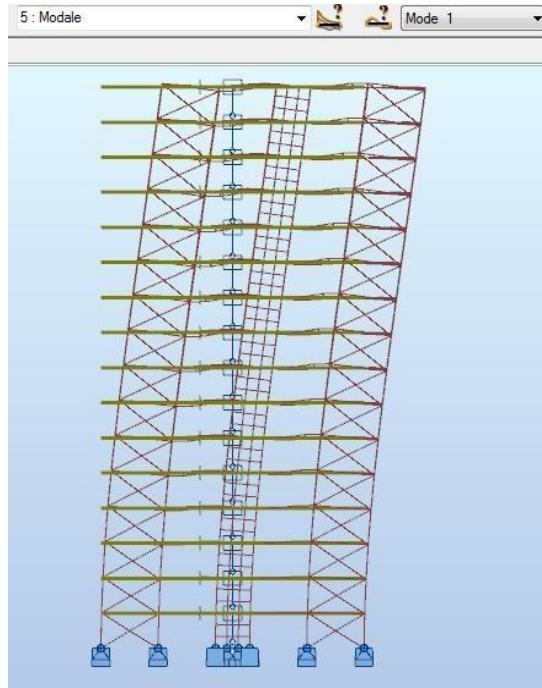


Figure 19 : 1^{er} mode Translation selon Y

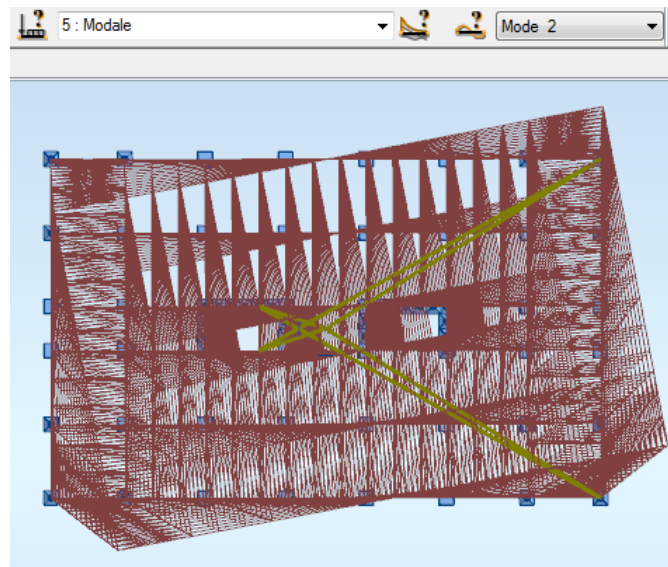


Figure 20 : 2^{ème} mode Torsion autour de Z

5-3-2 Model finale :

5-3-2-1 Période et participation du model :

Cas/ Mode	Fréquence (HZ)	Période (Sec)	Masses Cumulé UX (%)	Masses Cumulé UY (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Tot .mas .UX (Kg)	Tot .mas .UY (Kg)	Masse Modale RZ (%)	Masses Cumulé RZ (%)	Tot. mas. RZ (Kgm ²)
4/1	1,02	0,98	68,03	0	68,03	0	777440,20	777440,20	0,00	0,00	2685,62
4/2	1,01	0,62	68,03	75,32	0	75,32	777440,20	777440,20	0,00	0,00	2685,62
4/3	2,79	0,36	68,03	75,70	0	0,38	777440,20	777440,20	0,04	0,04	2685,62
4/4	3,85	0,26	89,37	75,70	21,34	0	777440,20	777440,20	0,00	0,04	2685,62
4/5	5,04	0,20	89,37	91,98	0	16,28	777440,20	777440,20	0,00	0,04	2685,62
4/6	7,83	0,13	94,79	91,98	5,43	0	777440,20	777440,20	0,00	0,04	2685,62
4/7	8,53	0,12	94,82	92,05	0,03	0,07	777440,20	777440,20	0,01	0,04	2685,62
4/8	9,38	0,11	94,82	96,17	0	4,12	777440,20	777440,20	0,00	0,04	2685,62
4/9	11,66	0,09	97,05	96,17	2,23	0	777440,20	777440,20	0,00	0,04	2685,62
4/10	13,11	0,08	97,05	97,73	0	0,01	777440,20	777440,20	0,00	0,04	2685,62

Tableau 30 : Participation massique

Résultat obtenu :

- 1^{er} mode une translation suivant x-x
- 2^{eme} mode une translation suivant y-y
- 3^{eme} mode une rotation
- Le taux de participation massique atteint les 90% au 10^{eme} mode

5-3-2-2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le calcul de V ce fait par le W calculé

W : poids total de la structure. W est égal à la somme des poids Wi calculés à chaque niveau

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}.

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
x-x	0,25	1,61	1,1	4	7624,07	843,89	675,11
y-y	0,25	1,93	1,2	4	7624,07	1103,58	882,86

0,8 V _x	675,11	r1	0.63
Ex Max	1070,64		
0,8 V _y	882,86	r2	0.60
Ey Max	1475,12		

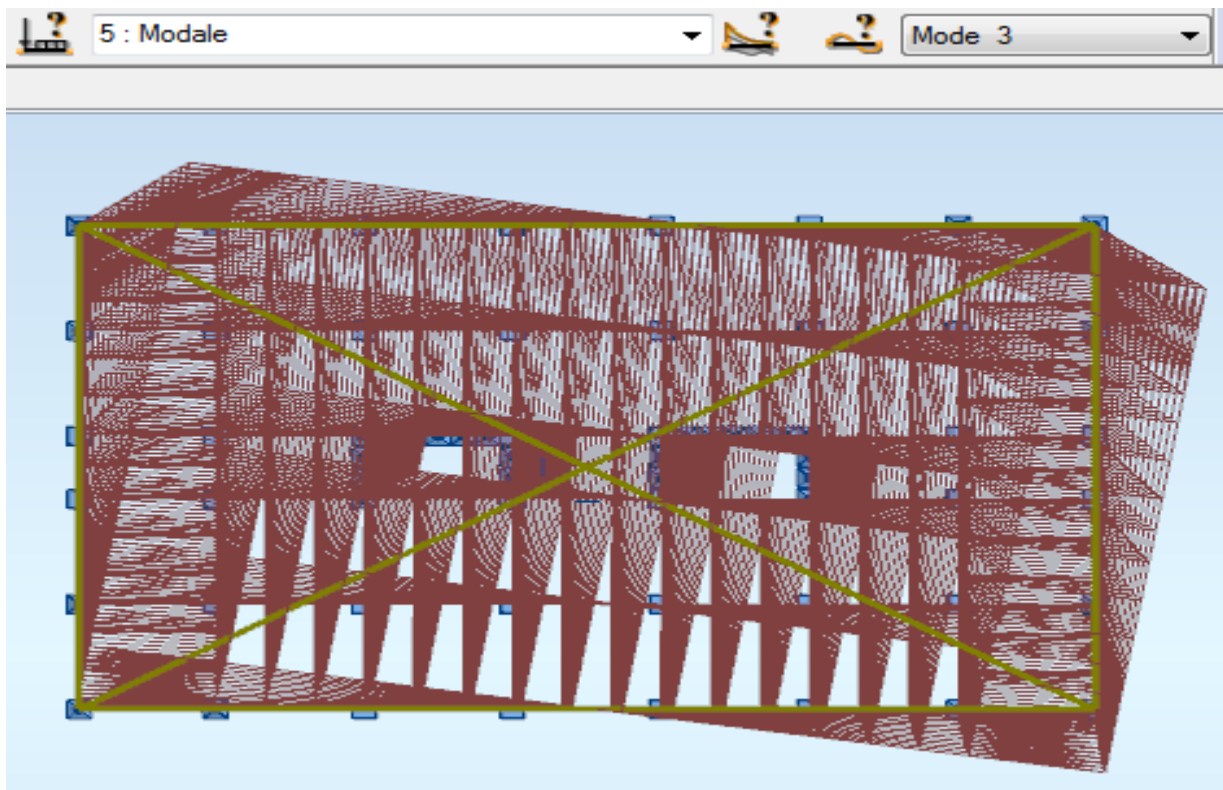


Figure 21 : 3^{ème} mode Torsion autour de Z

5-3-2-3 Vérification du déplacement inter-étage :

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). Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_{K} = R \delta_{eK} \text{ (4.19 RPA99/2003)}$$

δ_{eK} : Déplacement dus aux forces sismiques, à partir du fichier ROBOT

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta_{K} = \delta_{K} - \delta_{K-1}$$

Z(m)	Δx (cm)	Δy (cm)	1%h étage (cm)	Observation
3,06	0,7	0,8	3.06	ok
6,12	1,3	1,0	3.06	ok
9,18	1,8	1,1	3.06	ok
12,24	2,1	1,2	3.06	ok
15,30	2,4	1,2	3.06	ok
18,36	2,5	1,2	3.06	ok
21,40	2,6	1,2	3.06	ok
24,48	2,6	1,1	3.06	ok
27,54	2,5	0,9	3.06	ok

Tableau 31 : Déplacement inter-étage selon les deux sens

Déduction :

Après avoir vérifié le déplacement inter-étage on a déduit que ça ne vérifie pas les exigences prescrit par le RPA donc on va opter pour la solution qui a été proposée par l'architecte, un noyau central à cause de la symétrie du bâtiment et de la paroi en verre pour ne pas obstruer les ouvertures avec les voiles préfabriqués ou des palliés de stabilité.

Pour cela le coefficient de comportement va changer d'après le tableau (4.3) dans

R=3 ossature métallique contreventé par noyau en béton armé

Après avoir mis le nouveau spectre de réponse qui correspond

5-3-2-3 Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

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

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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

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

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Niveau	P (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	h (cm)	θx	θy	θ ≤ 0,1
RDC	7624,07	1067,66	1473,45	0,7	0,8	306	0,02	0,01	ok
1	6763,56	1036,05	1436,85	1,3	1	306	0,03	0,02	ok
2	5934,61	975,72	1368,16	1,8	1,1	306	0,04	0,02	ok
3	5123,13	902,04	1275,66	2,1	1,2	306	0,04	0,02	ok
4	4284,69	817,61	1155,33	2,4	1,2	306	0,04	0,01	ok
5	3462,22	729,61	1011,83	2,5	1,2	306	0,04	0,01	ok
6	2649,32	629,61	840,96	2,6	1,2	306	0,04	0,01	ok
7	1821,55	499,36	630,74	2,6	1,1	306	0,03	0,01	ok
8	1003,5	317,76	376,42	2,5	0,9	306	0,03	0,01	ok

Tableau 32 : L'effet P-Δ selon les deux sens

5-3-2-4 Justification du coefficient de comportement :

	S Total	Stabilité	Poteau	% Stabilité	% Poteau
EX	1070,64	1004,01	66,63	93,78 %	6,22 %
EY	1475,12	1375,86	99,26	93,27 %	6,73 %
WT	7624,07	0	7624,07	0	100 %

Tableau 33 : Coefficient de comportement

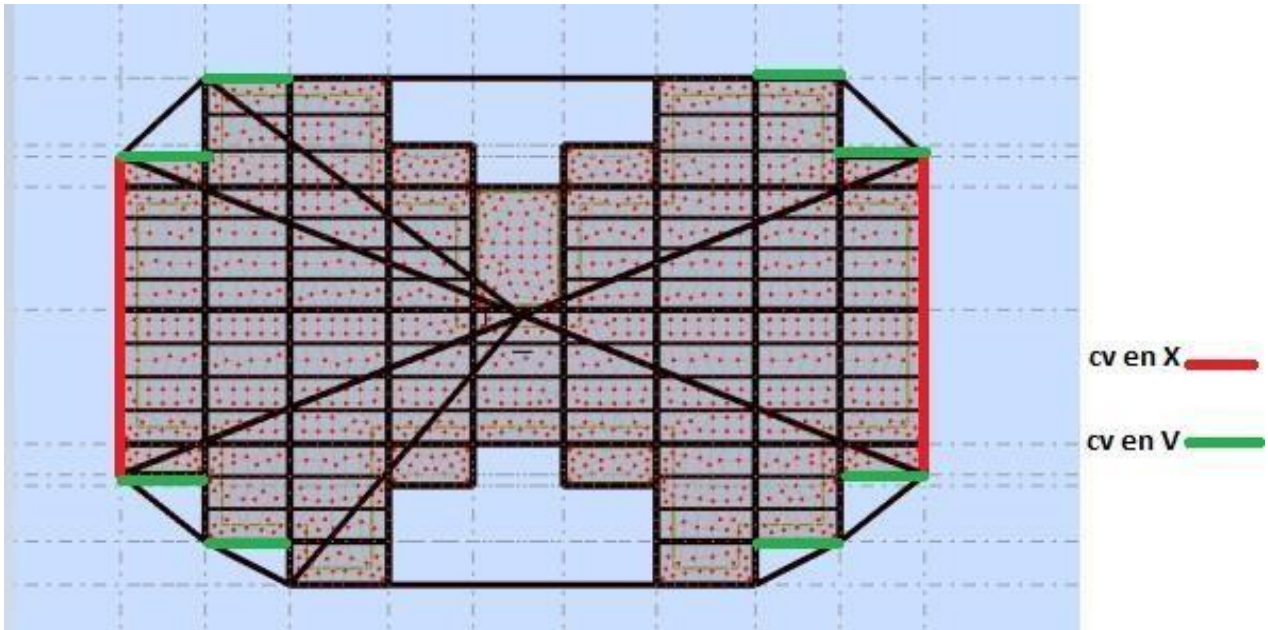


Figure 22 : Vue en plan du modele final

Conclusion :

Ces résultats obtenus dans cette étude dynamique on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister tel que le séisme.

Chapitre 6 Vérification des éléments

6-1 Introduction :

Dans ce chapitre on va vérifier les éléments principaux de notre structure en se basant sur les résultats obtenus des chapitres précédents et aux efforts donnés par le logiciel utilisé (ROBOT).

En général, les structures métalliques sont constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. La vérification de ses éléments exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, au niveau de la structure et au niveau de chaque élément.

6-2 Vérification des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement et après étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et en compression axiale.

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

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables.

6-2-1 Vérification du flambement :

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{pl,y} \times \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl,z} \times \gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec :

- $K = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right)$; $\mu_y \leq 0,90$
- $K = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$; $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}\right)$; $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$: sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

Tableau 34 : Caractéristiques du profilé HEA 300

Profile	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA300	112,5	18260	6310	1383	641,2	1260	420,6	12,74	7,49

$$\text{Plan y-y : } \lambda_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \times \epsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93.9 \times \epsilon}$$

$$\text{Plan z-z : } \lambda_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \times \epsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93.9 \times \epsilon}$$

$$\text{Alors : } \frac{L_f}{L_0} = 0.5 + 0.14 \times (n1 + n2) - 0.055 \times (n1 \times n2)^2$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}}$
- K_C c'est la rigidité (ou la raideur) de poteau concerné
- K_{C1} et K_{C2} la rigidité des poteaux adjacents
- K_{Pij} la rigidité des poutres associées au nœud considéré

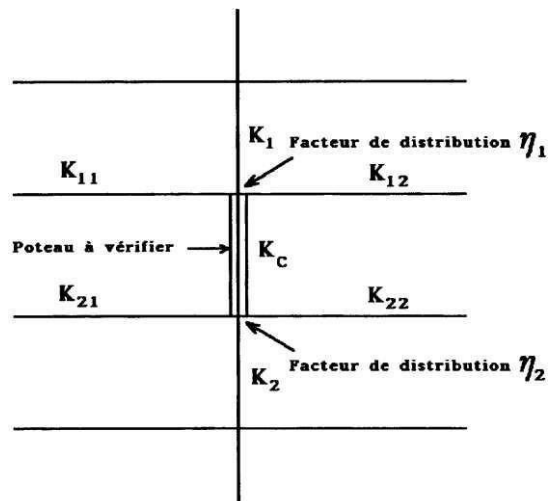


Figure 19 : Facteurs de

distribution de rigidité

Plan y-y ;

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_y(HEA300)}{h} = \frac{18260 \times 10^4}{3.06 \times 10^3} = 59763.2$$

$$K_{p11} = K_{p21} = \frac{I_y(IPE300)}{L(IPE300)} = \frac{8356 \times 10^4}{1.5 \times 10^3} = 55706.67$$

Plan z-z ;

$$K_C = K_{C2} = \frac{I_{z(HEA300)}}{h} = \frac{6310 \times 10^4}{3.06 \times 10^3} = 20620,92$$

$$K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_{y(IPE240)}}{L_{(IPE240)}} = \frac{3892 \times 10^4}{1,2 \times 10^3} = 32433,33$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 0,64 \\ \lambda_y = \frac{L}{f_y} = 0,71 \end{array} \right. \rightarrow L = 2172,6 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{2172,6/127,4}{93,9} = 0,2 \\ \lambda_z = \frac{2172,6/74,9}{93,9} = 0,3 \end{array} \right. \quad \text{Risque de flambement en plan z-z et y-y } (\bar{\lambda}_z \geq 0,2)$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h_{(HEA300)}}{b_{(HEA300)}} = \frac{290}{300} = 0,97 \leq 1,2 \quad \text{Et} \quad t = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha_y = 0,34 \quad \text{Et} \quad \alpha_z = 0,49$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0,55 \\ \text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z) = 0,64 \end{array} \right.$$

$$\text{Plan y - y ; } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,2^2}} = 1$$

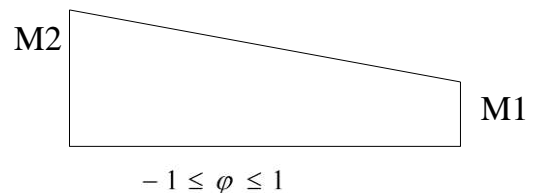
$$\text{Plan z - z ; } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,3^2}} = 0,95 \quad \chi_{min} = 0,95$$

$$N_{sd} = 1480,38 \text{ kN}$$

$$M_{y.sd} = 24,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{z.sd} = 5,42 \text{ kN.m}$$

$$\beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi \quad ; \quad \varphi = \frac{M_1}{M_2}$$



➤ Pour $M_{y.sd}$;

$$\varphi = \frac{-24,18}{24,18} = -1 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (-1) = 2,5$$

$$\mu_y = \lambda_y \times \left((2 \times \beta_{M,\varphi}) - 4 \right) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0,90$$

$$\mu_y = 0,2 \times (2 \times 2,5 - 4) + \left(\frac{1383 - 1260}{1260} \right) = 0,3 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

- $K_y = 1 - \frac{0,3 \times 1480,38 \times 10^3}{1 \times 112,5 \times 10^2 \times 235} = 0,83 < 1,5$

➤ Pour $M_{z,sd}$;

$$\varphi = \frac{5,42}{-11,24} = -0,48 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (-0,48) = 2,14$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{M_z}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{avec} \quad \mu_z \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0,3 \times (2 \times 2,14 - 4) + \frac{(641,2 - 420,6)}{420,6} = 0,61 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{0,61 \times 1480,38 \times 10^3}{0,95 \times 112,5 \times 10^2 \times 235} = 0,64 < 1,5$$

$$\frac{1480,38 \times 10^3}{0,95 \times 112,5 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,83 \times 24,18 \times 10^6}{1383 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,64 \times 5,42 \times 10^6}{641,2 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,74 < 1$$

C'est vérifier.

6-1-1 Vérification du déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \chi_{LT} \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{pour} \quad K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{pour} \quad \mu_{LT} \leq 0,90$$

Avec :

$\beta_{M,LT}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M,LT} = 1,43$$

$$\mu_{LT} = -0,086 \leq 0,90$$

$$K_{LT} = 1,01 > 1 \text{ donc on prend } K_{LT} = 1$$

a- Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / iz}{\sqrt{1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / iz}{h/t} \right)^2}} \sqrt{C_1}$$

$C_1 = 1,132$ (CCM97.Tab.B.1.2)

$\lambda_{Lt} = 94,74$

$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{86,80} = \frac{94,74}{86,80}$

$\bar{\lambda}_{Lt} \approx 1,09$

$\Phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2]$

$\alpha_{Lt} = 0,21$

$\Phi_{LT} = 1,19$

Donc : $Y_{Lt} = 0,6$

6-1-2 Vérification

$$\frac{1480,38 \times 10^3}{0,95 \times 11250 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1 \times 24,18 \times 10^3}{0,6 \times 1383 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,64 \times 5,42 \times 10^3}{641,2 \times \frac{235}{1,1}} = 0,81 < 1$$

⇒ condition vérifiée

6-2 Vérification des solives :

On prend un IPE 200.

- Poids P du profile (IPE 200)..... gp= 0,224 KN /ml
- Charge permanente G_t = 5,13 KN/m²
- Sur charge d'exploitation Q = 1,5 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1,8m.

1- Combinaisons de charge :

ELU

$q_u = 1,35 \times [gp + (G_t \times 1,8)] + 1,5 \times Q \times 1,8$

$q_u = 1,35 \times [0,224 + (5,13 \times 1,8)] + 1,5 \times 1,5 \times 1,8 \longrightarrow q_u = 16,82 \text{ KN/ml}$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,8$$

$$q_s = 0,224 + (5,13 + 1,5) \times 1,8 \longrightarrow q_s = 12,16 \text{ KN/ml}$$

2- Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \quad 2 \times L_0 / 8 \longrightarrow L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie}$$

$$b \longrightarrow b : \text{Entraxe entre les poutres}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \quad 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 3,7 / 8 = 0,925 \text{ m}$$

$$b = 1,8 \text{ m} \longrightarrow b_{\text{eff}} = 0,925 \text{ m}$$

3- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 925 \times 95) \times 10^{-3} = 1252,21 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 2850 \times 10^{-3} = 744,56 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{Acier}} \times h_c}{2 R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

4- Vérifications :

4-1- Vérification de la flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{\text{pl,rd}}$

- Le moment appliqué :

$$M_{sd} = 24,33 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte:

$$M_{\text{pl,rd}} = 744,56 \times \left[\frac{200}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{744,56 \times 95}{2 \times 1252,21} \right) \right] \times 10^{-3} = 165,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 165,11 \text{ KN.m} > M_{sd} = 24,33 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{24,33}{165,11} = 0,15$$

4-2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{\text{p,rd}} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_m}$

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 2850 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5 = 1401,6 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{275 \times 10^3 \times 1401,6 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 222,53 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 22,31 \text{ kN}$$

Chapitre 6 Vérification des éléments

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 222,53 \text{ kN} > 22,31 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{22,31}{222,53} = 0,10$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 111,27 \text{ kN} > V_{sd}$$

4-3-Vérification de la rigidité :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq f$$

Avec :

$$q_{ser} = 14,05 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 3,7 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{Aa \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{2850}{925 \times 95} = 0,0324 \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{2850 \times (95 + 2 \times 55 + 200)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0324)} + \frac{925 \times 95^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4 = 10,25 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

- **La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 14,05 \times 3700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 10,25 \times 10^7} = 1,59 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3700}{250} = 14,8 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f_{\text{con}} + f^f = 5,14 + 1,59 = 6,73 \text{ mm} < \bar{f} = 14,8 \text{ mm}$$

4-4- Vérification au déversement

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant

6-3 Vérification des Poutres principales :

- Poids propre du profilé IPE 300..... $g_p=0,422\text{kN/m}$
- Charge permanente $G_t=5,13 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1,5 \text{ kN/m}^2$

4- Calcul des réactions des solives :

ELU	ELS
$R_x = \frac{3,7 \times 17,09}{2} + \frac{3,7 \times 17,09}{2} = 63,23 \text{ kN}$ $R_U = R_1 + R_2 = 63,23 \text{ kN}$ $R_U = R_3 + R_4 = 63,23 \text{ kN}$ $R_U = R_5 + R_6 = 63,23 \text{ kN}$	$R_x = \frac{3,7 \times 12,36}{2} + \frac{3,7 \times 12,36}{2} = 45,73 \text{ kN}$ $R_S = R_1 + R_2 = 45,73 \text{ kN}$ $R_S = R_3 + R_4 = 45,73 \text{ kN}$ $R_S = R_5 + R_6 = 45,73 \text{ kN}$

2- Combinaison des charges :

ELU

$$q_u = 1,35 \times [(G_t \times 0,18) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,18$$

$$q_u = 1,35 \times [(5,13 \times 0,18) + 0,422] + 1,5 \times 1,5 \times 0,18 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,22 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,18$$

$$q_s = 0,422 + (5,13 + 1,5) \times 0,18 \quad \longrightarrow \quad q_s = 1,62 \text{ kN/ml}$$

3- Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 4,85 / 8 = 1,213 \text{ m} \\ b = 1,8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{\text{eff}} = 1,213 \text{ m}$

4- Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1213 \times 95 \times 10^{-3} = 1642,10 \text{ kN}$
 - $R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} = 1405,78 \text{ kN}$
- $R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

5- Vérifications :

5-1- Vérification de la flexion :

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :
Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = 65,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 1405,78 \times [300/2 + 95 + 55 - (1405,78 \times 95/2 \times 1642,10)] \times 10^{-3}$$

$$= 364,57 \text{ KN.m}$$

$$= 1405,78$$

$$M_{pl,Rd} = 364,57 \text{ KN.m} > M_{sd} = 65,97 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{65,97}{364,57} = 0,18$$

5-2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 5381 - 2 \times 150 \times 10,7 + (7,1 + 2 \times 15) \times 10,7 = 2567,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2567,97 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 407,72 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 59,90 \text{ KN.m}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow 407,72 \text{ kN} > 59,90 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{59,90}{407,72} = 0,15$$

$$0,5 \times V_{pl,Rd} = 203,86 \text{ kN} > V_{sd}$$

5-3- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250} = 19,4 \text{ mm}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,62 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 45,73 \text{ kN}$$

$$L = 4,85 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{5381}{1213 \times 95} = 0,0467, m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{5381 \times (95 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0467)} + \frac{1213 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4 = 29,11 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,62 \times (4850)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 29,11 \times 10^7} = 0,19 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 45,73 \times 10^3 \times (4850)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 29,11 \times 10^7} = 4,22 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 10,96 + 0,19 + 4,22 = 15,37 \text{ mm} < f_{adm} = 19,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{verifier}$$

5-4- Vérification au déversement

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant

6-5 Vérification des poutres secondaires :

- Poids propre du profilé IPE 240..... $g_p=0,307 \text{ kN/m}$
- Charge permanente $G_t=5,13 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1,5 \text{ kN/m}^2$

1- Calcul des réactions des solives :

ELU

$$R_x = \frac{3,7 \times 16,93}{2} + \frac{3,7 \times 16,93}{2} = 62,64 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 62,64 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 62,64 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 62,64 \text{ kN}$$

ELS

$$R_x = \frac{3,7 \times 12,24}{2} + \frac{3,7 \times 12,24}{2} = 45,29 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 45,29 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 45,29 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 45,29 \text{ kN}$$

2- Combinaison des charges :

ELU

$$q_u = 1,35 \times [(G_t \times 0,18) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,18$$

$$q_u = 1,35 \times [(5,13 \times 0,18) + 0,307] + 1,5 \times 1,5 \times 0,18 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,06 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,18$$

$$q_s = 0,307 + (5,13 + 1,5) \times 0,18 \longrightarrow q_s = 1,50 \text{ kN/ml}$$

3- Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 3,7 / 8 = 0,925 \text{ m} \\ b = 1,8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc $\longrightarrow b_{\text{eff}} = 0,925 \text{ m}$

4- Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 925 \times 95 \times 10^{-3} = 1252,21 \text{ kN}$

- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 3912 \times 10^{-3} = 1022,01 \text{ kN}$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{Acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

5- Vérifications :

5-1- Vérification de la flexion :

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = 22,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1022,01 \times \left[\frac{240}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1022,01 \times 95}{2 \times 1252,21} \right) \right] \times 10^{-3} = 236,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 236,32 \text{ KN.m} > M_{sd} = 22,91 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{22,91}{236,32} = 0,10$$

5-2 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 3912 - 2 \times 120 \times 9,8 + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8 = 1914,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1914,76 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 304 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 21,05 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 304 \text{ kN} > 21,05 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{21,05}{304} = 0,07$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 152 \text{ kN} > V_{sd}$$

5-3- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250} = 14,8 \text{ mm}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,50 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 45,29 \text{ kN}$$

$$L = 3,7 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{3912}{925 \times 95} = 0,0445 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{3912 \times (95 + 2 \times 55 + 240)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,0445)} + \frac{925 \times 95^3}{12 \times 15} + 3892 \times 10^4 = 15,95 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,50 \times (3700)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 15,95 \times 10^7} = 0,11 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 45,29 \times 10^3 \times (3700)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 15,95 \times 10^7} = 3,39 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 10,18 + 0,11 + 3,39 = 13,68 \text{ mm} < f_{adm} = 14,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{verifier}$$

5-4- Vérification au déversement

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant

6-6 Vérification des contreventements en V :

6-6-1 Direction X :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$N_{sd} = 290,30 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2 UPN 120

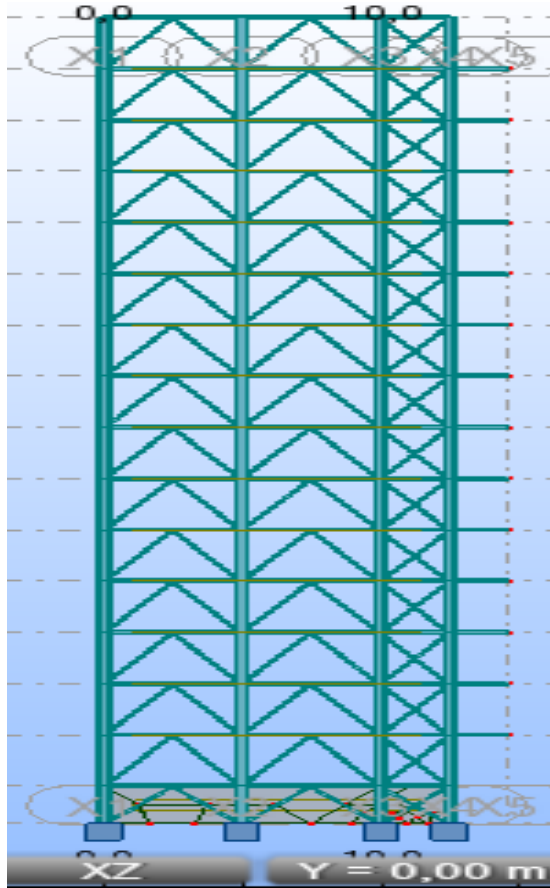


Figure 23 : Contreventement en V

a- Vérifications à la traction simple :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 1700 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 726,36 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 290,30 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 726,36 \text{ kN}$ Condition vérifiée

b- Vérifications à la compression simple :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = \sqrt{4,85^2 + 3,7^2} = 6,10 \text{ m}$$

$$L = \frac{l_f}{2} = 3,05$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{305}{4,62} = 66,02$$

$$\lambda_z = \frac{L}{i_z} = \frac{370}{1,59} = 232,70$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,76$$

-Pour les sections en U la courbe de flambement est " C "

\Rightarrow Courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (CCM97.Tab 5.5.1)

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,93$$

$$\chi_y = \frac{1}{(\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2})}$$

$$X_y = 0,68$$

$$N_{sd} = 290,30 \text{ kN} < \frac{0,68 \times 1 \times 2 \times 1700 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 493,93 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

6-6-2 Direction Y :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$N_{sd} = 333,29 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2 UPN 120

a- Vérifications à la traction simple :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 1700 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 726,36 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 333,29 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 726,36 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérifications à la compression simple :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = \sqrt{3,7^2 + 4^2} = 5,45 \text{ m}$$

$$L = \frac{l_f}{2} = 2,73$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{273}{4,62} = 59,09$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{400}{1,59} = 251,57$$

Chapitre 6 Vérification des éléments

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,68$$

-Pour les sections en **U** la courbe de flambement est " C "

\Rightarrow Courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (**CCM97.Tab 5.5.1**)

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,85$$

$$X_y = 0,74$$

$$N_{sd} = 333,29 \text{ kN} < \frac{0,74 \times 1 \times 2 \times 1700 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 537,51 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

Chapitre 7 : Assemblage

7-1 Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage, tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

7-1-1 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Ces assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre présente étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé. Ce dernier présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

A. Le boulonnage :

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

B. Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacéthylique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

7-2 Calcul des Assemblages:

7-2-1 Assemblages poutre – solive :

Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

Poutre IPE 300 :

$h = 300 \text{ mm} ; b = 150 \text{ mm} ; t_f = 10.7 \text{ mm} ; t_w = 7.1 \text{ mm}$

$A = 53.81 \text{ cm}^2$

Solive IPE 200 :

$h = 200 \text{ mm} ; b = 100 \text{ mm} ; t_f = 8.5 \text{ mm} ; t_w = 5.6 \text{ mm}$

$A = 28.5 \text{ cm}^2$

▪ **L'effort tranchant : $V_{sd} = 15.29 \text{ KN}$**

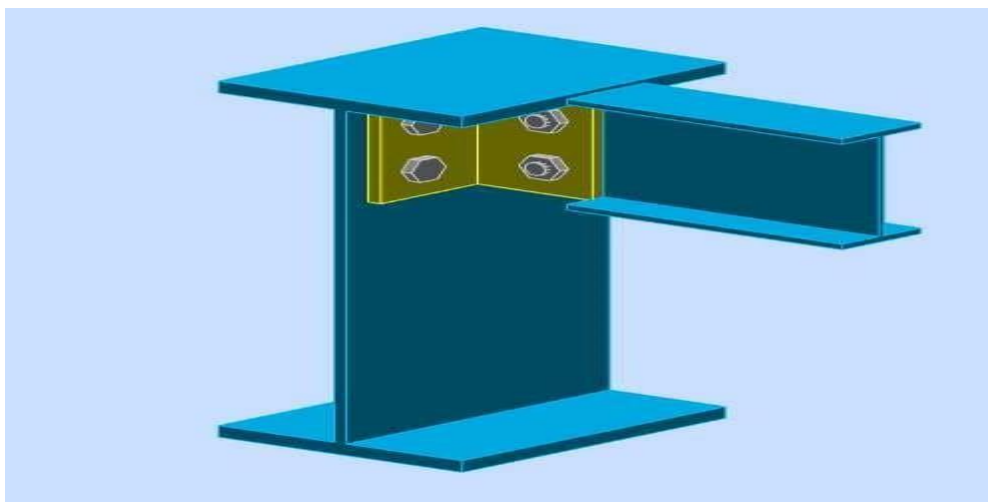


Figure 24 : Assemblage poutre-solive.

▪ **Epaisseur de la cornière :**

$$T^{\text{cor}} = \max (t_f^{\text{solive}} ; t_f^{\text{poutre}}) = 10.7 \text{ mm}$$

▪ **Le choix des boulons :**

$$10\text{mm} \leq t \leq 25\text{mm} , d = (16,20,24) \text{ mm}$$

On choisit **4 boulons** de **16mm** de diamètre (**M16**) de classe **8.8**

$$M16 \Rightarrow d = 16 \text{ mm} \quad d_0 = 18 \text{ mm}$$

▪ **Disposition constructive des boulons :** (EC3.art.6.5.1.4)

$$1.2 \quad d_0 \leq e_1 \leq \max (12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 216 \text{ mm}$$

$$2.2 \quad d_0 \leq p_1 \leq \min (14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$1.5 \quad d_0 \leq e_2 \leq \max (12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 27\text{mm} \leq e_2 \leq 216 \text{ mm}$$

$$3 \quad d_0 \leq p_2 \leq \min (14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 210\text{mm}$$

Avec :

$$A \geq 0,6h \text{ (h est la hauteur de l'âme)}$$

$$A \geq 120 \text{ mm}^2.$$

▪ **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $F_{\text{vrd}} ; V_{\text{sd}}$

$$F_{\text{vrd}} = 0,6 f_{\text{ub}} \cdot A_s / \gamma_{\text{Mb}} \text{ (EC.tab.6.5.3)}$$

$$f_{\text{ub}} = 800 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction : $A_s = 53.81 \text{ cm}^2$

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{vrd} = 0,6 \times 800 \times \frac{53.81}{1.25} \times 10^{-3} = 20.66 \text{ KN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{vrd} \times 4 = 20.66 \times 4 = 82.64 \text{ KN} > V_{sd} = 15.29 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

•Vérification de la pression diamétrale :

On a une cornières 100

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} \text{ (EC3.tab.6.5.3)}$$

$d=16 \text{ mm}$; $d_0 = 18 \text{ mm}$; $t = 10 \text{ mm}$; $\gamma_{Mb} = 1,25$; $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$; $e_1 = 65 \text{ mm}$; $p_1 = 60 \text{ mm}$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min (1.2; 0.86; 1.11; 1) = 0.86$$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.86 \times 360 \times 16 \times \frac{10}{1.25} \times 10^{-3} = 99.07 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{4} = 3.82 \text{ KN} \leq F_{brd} = 99.07 \text{ KN} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée}$$

7-2-2 Assemblage Poteau-Poutre :

Poutre IPE 300 :

$h = 300 \text{ mm}$; $b = 150 \text{ mm}$; $t_f = 10.7 \text{ mm}$; $t_w = 7.1 \text{ mm}$

$A = 53.81 \text{ cm}^2$

Poteau HEA 300 :

$h = 290 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_f = 14 \text{ mm}$; $t_w = 8.5 \text{ mm}$

$A = 112.5 \text{ cm}^2$

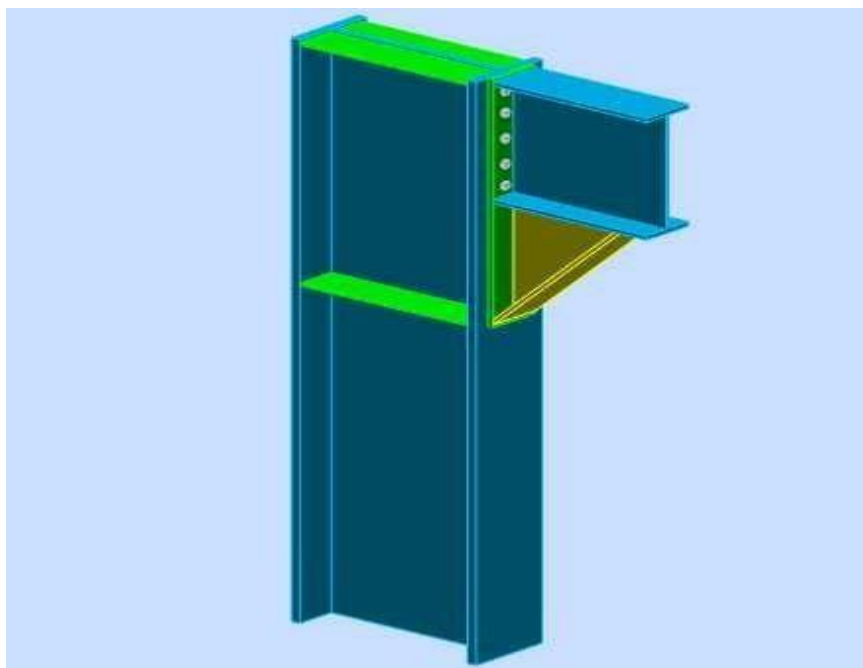


Figure 25 : Assemblage poteau-poutre.

Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **robot** « **ELU** »

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = 53.16 \text{ KN.m}$

- Un effort tranchant : $V_{sd} = 70.23 \text{ KN}$

•Vérification de la soudure :

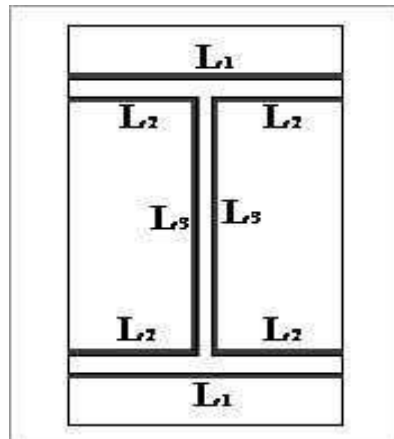


Figure 26 : Dispositions de courdons de soudure (poutre platine)

•Les suppositions :

- On suppose que le moment **M** est repris uniquement par les cordons de soudure **1** et **2** ;
- On suppose que l'effort **V** est repris par le cordon de soudure **3** ;

$$C_M = \frac{M}{I_s} \times V^{max} \perp \text{a l'axe long du C.S}$$

Les cordons frontaux

$$\sigma_M = \tau_{\perp M} = \frac{\frac{\tau}{M}}{\sqrt{2}}$$

$$C_v = \frac{V}{2I_{3a}} // \text{a l'axe long du C.S}$$

Les cordons latéraux

$$\sigma_v = \tau_{\perp V} = 0$$

$$\sigma_{//v} = \frac{V}{2I_{3a}}$$

σ : Contrainte normale perpendiculaire au plan de la gorge de la soudure.

$r\perp$: Contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, perpendiculaire à l'axe de la Soudure.

$r//$: Contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, parallèle à l'axe de la soudure.

La nuance d'acier utilisé est S275 donc :

$$\beta_w = 0.8$$

$$\gamma_{MW} = 1.25$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

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

$$a = 8 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

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

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :

$$V_{sd} = 70.23 \text{ KN} \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}} = \frac{\sqrt{2} \times 420 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} \times 10^{-3} = 123.45 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{adm} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification du moment (EC3.art.6.9.6.3) :**

$$M_{sd} \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h}$$

$$I_s = 2 \cdot a \cdot l_1 \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \cdot l_2 \cdot a \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

$$M = 53.16 \text{ KNm};$$

$$I_s = 4.329 \times 10^8 \text{ mm}^4;$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 4.329 \times 10^8 \times 360}{0.8 \times 1.25 \times 300} \times 10^{-6} = 734.65 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} \leq M_{adm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Disposition constructive des boulons : (EC3.art.6.5.1.4)

On choisit **10 boulons** de **16mm** de diamètre (**M16**) de classe **8.8**

$$M16 \Rightarrow d = 16\text{mm} \quad d_0 = 18\text{mm}$$

$$21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 384\text{mm} \Rightarrow e_1 = 90\text{mm}$$

$$39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \Rightarrow p_1 = 80\text{mm}$$

$$22.5\text{mm} \leq e_2 \leq 384\text{mm} \Rightarrow e_2 = 90\text{mm}$$

$$54\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm} \Rightarrow p_2 = 95\text{mm}$$

On choisit une platine de (920 ; 190 ; 20)

• La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement) Il faut vérifier que :

$$F_{Vsd} \leq F_{SRd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot m (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{Mst}} ;$$

$k_s=1$: les trous ont, dans toutes les plaques des tolérances nominales normales.

$\mu=0,3$: Pour les surfaces de la classe C (surface nettoyées par brossage métallique)

$\gamma_{Mst}=1,25$ Pour l'état limite ultime.

$$F_{tsd} = F_{M1} \text{ Avec } F_{tsd} : \text{effort de traction}$$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b} \text{ Avec } F_{Vsd} : \text{effort de cisaillement}$$

n_b : Nombre des boulons, $n_b = 10$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

• Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre

rangées (horizontales) supérieures, soient :

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_{max}}{n_f \cdot \sum_i d_i^2}$$

$d_1 = 45\text{mm}$, $d_2 = 165\text{mm}$, $d_3 = 285\text{mm}$, $d_4 = 405\text{mm}$

$$\sum d_i^2 = 274500\text{mm}^2 = 0.27\text{m}^2$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = 124 \text{ KN}$$

$$F_{pCd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$\text{Boulons M16} \Rightarrow A_s = 24.58 \text{ mm}^2$$

$$F_{pCd} = 17.206 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{\gamma_{M2}} = 19.14 \text{ KN}$$

$$F_{sRd} = \frac{n_p \cdot n_b}{K_s \cdot n \cdot \mu} \cdot \frac{f_u \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 37.22 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 19.14 \text{ KN} \leq F_{sRd} = 37.22 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Résistance de l'âme du poteau en traction:

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

t_{wc} : épaisseur d'âme de poteau = 8.5 mm ; b_{eff} : entraxe · rangées · boulons = 90 mm

$$F_{t,Rd} = 235 \times 8.5 \times \frac{90}{1.25} \times 10^{-3} = 143.82 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 143.82 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée donc il est nécessaire d'ajouter un raidisseur

Soit un raidisseur d'épaisseur $t_h = 8 \text{ mm}$

$$F_{t,Rd} = 235 \times (8.5 + 8) \times \frac{90}{1.25} \times 10^{-3} = 279.18 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 279.18 \text{ KN}$$

• Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_r$

$$V_r = \frac{0.58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 290$ mm.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 8.5$ mm

$$V_r = \frac{0.58 \times 235 \times 290 \times 8.5}{1.1} \times 10^{-3} = 305.43 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_v = 216.82 \text{ KN} \leq V_r = 305.43 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Résistance de l'âme de poteau en compression :

Condition à vérifier : $F_c \leq F_{CRd}$

$$F_{CRd} = F_y \cdot T_{wc} \cdot [1.25 - (0.5 \gamma_{m0} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y})] \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n \frac{V_{sd}}{A_{pot}} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = 14.69 \times \frac{70.23 \times 10^6}{11250 \times 10^3} + \frac{53.16 \times 10^3}{1260 \times 10^2} = 92.13 \text{ MPa}$$

t_{fp} : Épaisseur semelle poutre

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau.

t_p : Épaisseur platine extrémité.

r_c : Rayon de raccordement âme / semelle de poteau.

AN :

$$B_{eff} = t_{fp} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) = 381 \text{ mm}$$

$$F_{CRd} = 275 \times 8.5 \times [1.25 - (0.51 \times 92.13 / 275)] \times 381 / 1 \times 10^{-3} = 961.07 \text{ KN}$$

$$F_C = M_{sd} / b_{eff} = (53.16 / 381) \times 10^3 = 139.52 \text{ KN}$$

$$F_C = 139.52 \text{ KN} \leq F_{CRd} = 961.07 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7-2-3 Contreventement en V :

• Effort tranchant :

L'effort tranchant repris par 2UPN120 est : $V_{sd} = 744.32 \text{ KN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est : $V_{sd} = 344.65 \text{ KN}$

Nombres et diamètres des boulons Une UPN 120

- Section Brute UPN : $A = 1700 \text{ mm}^2$

$$\text{- Section nette minimale : } A_n = \frac{V_{sd}}{F_y} = \frac{344.65 \times 10^3}{275} = 1253.27 \text{ mm}^2$$

- Section de perçage : $\Omega = A - A_n = 1700 - 1253.27 = 446.73 \text{ mm}^2$

Soit $d_0 = 22 \text{ mm}$, ce correspond, avec un jeu de 2 mm , à des boulons de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ et de class 10.9.

• Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot F_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $F_{ub} = 1000 \text{ MPa}$, $A_s = 112.5 \text{ cm}^2$, $\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{v,rd} = 0.6 \times 1000 \times \frac{112.5}{1.25} \times 10^{-3} = 54 \text{ KN}$$

Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{vrd} = \frac{N_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{N_{sd}}{F_{vrd}} = \frac{344.65}{54} = 6.38 \Rightarrow N = 7$$

•Disposition des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(14t, 200) \Rightarrow e_1 = 60$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t, 200) \Rightarrow p_1 = 150$$

•Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{vds} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$$

$d = 20 \text{ mm}$; $d_0 = 22 \text{ mm}$; $t = 10 \text{ mm}$; $\gamma_{Mb} = 1,25$; $f_u = 405 \text{ MPa}$;

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3 \times d_0} ; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right] = \min (0.90 ; 9.02 ; 1) = 0.90$$

$$F_{vds} = \frac{372.16}{3} = 124.05 \text{ KN} \leq F_{brd} = 2.5 \times 0.90 \times 405 \times 20 \times \frac{10}{1.25} \times 10^{-3} = 145.8 \text{ KN}$$

Alors la résistance de l'assemblage est vérifiée.

•Attache de 2 UPN 120 sur un gousset au niveau d'interaction :

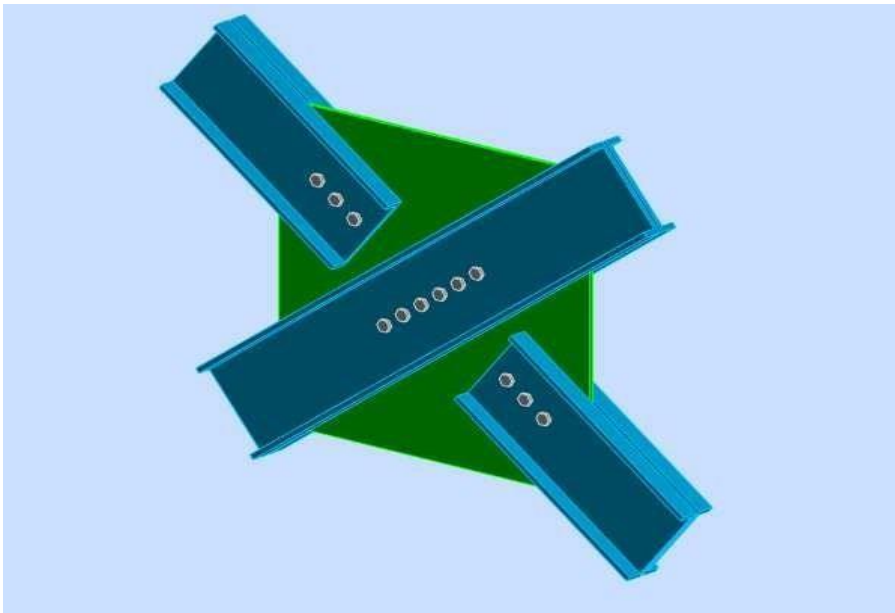


Figure 27 : Attache de 2UPN120.

• Effort tranchant :

L'effort tranchant repris par 2UPN120 est : $V_{sd} = 744.32 \text{ KN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est : $V_{sd} = 344.65 \text{ KN}$

Nombres et diamètres des boulons Une UPN 120

- Section Brute UPN : $A = 1700 \text{ mm}^2$
- Section nette minimale : $A_n = V_{sd}/F_y = 344.65 \times 10^3 / 275 = 1253.27 \text{ mm}^2$
- Section de perçage : $\Omega = A - A_n = 1700 - 1253.27 = 446.73 \text{ mm}^2$

Soit $d_0 = 22 \text{ mm}$, ce correspond, avec un jeu de 2 mm , à des boulons de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ et de class 10.9.

• Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{vrd} = 0.6 \times F_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $F_{ub} = 1000 \text{ MPa}$, $A_s = 112.5 \text{ cm}^2$, $\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{vrd} = 0.6 \times 1000 \times \frac{112.5}{1.25} \times 10^{-3} = 54 \text{ KN}$$

Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{vrd} = \frac{N_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{N_{sd}}{F_{vrd}} = \frac{344.65}{54} = 6.38 \Rightarrow N = 7$$

Disposition des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(14t, 200) \Rightarrow e_1 = 60$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t, 200) \Rightarrow p_1 = 150$$

•Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$$

$d=20 \text{ mm} ; d_0 = 22 \text{ mm} ; t = 10 \text{ mm} ; \gamma_{Mb} = 1,25 ; f_u = 405 \text{ MPa} ;$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3 \times d_0} ; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right] = \min (0,90; 9,02; 1) = 0,90$$

$$F_{vsd} = \frac{372,16}{3} = 124,05 \text{ KN} \leq F_{brd} = 2,5 \times 0,90 \times 405 \times 20 \times \frac{10}{1,25} \times 10^{-3} = 145,8 \text{ KN}$$

Alors la résistance de l'assemblage est vérifiée.

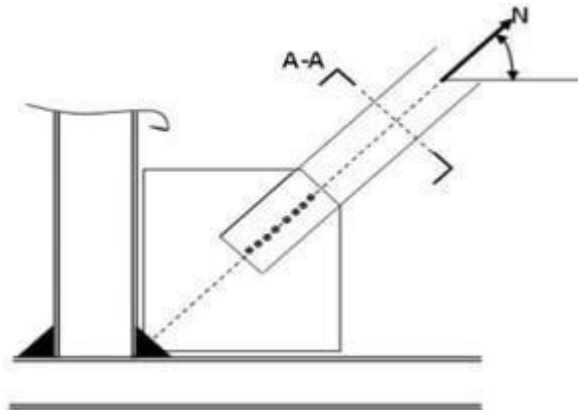


Figure 28 : Assemblage poteau – diagonale.

•Effort tranchant :

L'effort tranchant repris par 2UPN120 est : $V_{sd} = 1621,48 \text{ KN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est : $V_{sd} = 405,37 \text{ KN}$

Nombres et diamètres des boulons Une UPN 120

- Section Brute UPN : $A = 1700 \text{ mm}^2$
- Section nette minimale : $A_n = \frac{V_{sd}}{F_y} = \frac{405,37 \times 10^3}{275} = 1474,07 \text{ mm}^2$

- Section de perçage : $\Omega = A - A_n = 1700 - 1474.07 = 225.93 \text{ mm}^2$

Soit $d_0 = 30 \text{ mm}$, ce correspond, avec un jeu de 2 mm , à des boulons de diamètre $d = 27 \text{ mm}$ et de class 8.8.

Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{vrd} = 0.6 \times F_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $F_{ub} = 800 \text{ MPa}$, $A_s = 459 \text{ mm}^2$, $\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{vrd} = 0.6 \times 800 \times \frac{459}{1.25} \times 10^{-3} = 176.256 \text{ KN}$$

Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{vrd} = \frac{N_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{N_{sd}}{F_{vrd}} = \frac{405.37}{176.256} = 2.3 \Rightarrow N = 3$$

Disposition des boulons :

$e_1 = 100$, $p_1 = 200$

•Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$$

$d = 27 \text{ mm}$; $d_0 = 30 \text{ mm}$; $t = 10 \text{ mm}$; $\gamma_{Mb} = 1.25$; $f_u = 405 \text{ MPa}$;

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right] = \min (1.11; 2.22; 1) = 1$$

$$F_{vsd} = \frac{405.37}{3} = 135.12 \text{ KN} \leq F_{brd} = 2.5 \times 1 \times 405 \times 27 \times \frac{10}{1.25} \times 10^{-3} = 218.7 \text{ KN}$$

Alors la résistance de l'assemblage est vérifiée.

•L'attache de la diagonale 2 UPN 120 avec la poutre IPE 300 :

•Effort tranchant :

L'effort tranchant repris par 2UPN120 est : $V_{sd} = 1621.48 \text{ KN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est : $V_{sd} = 405.37 \text{ KN}$

Nombre et diamètres des boulons Une UPN 120

- Section Brute UPN : $A = 1700 \text{ mm}^2$

- Section nette minimale : $A_n = \frac{V_{sd}}{F_y} = \frac{405.37 \times 10^3}{275} = 294.81 \text{ mm}^2$

- Section de perçage : $\Omega = A - A_n = 1700 - 294.81 = 1474.07 \text{ mm}^2$

Soit $d_0 = 30$ mm, ce correspond, avec un jeu de 2 mm, à des boulons de diamètre $d = 27$ mm et de class 8.8.

• Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{vrd} = 0.6 \times F_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $F_{ub} = 800$ MPa , $A_s = 459$ mm² , $\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{vrd} = 0.6 \times 800 \times \frac{459}{1.25} \times 10^{-3} = 176.256 \text{ KN}$$

Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{N_{sd}}{F_{vsd}} = \frac{405.37}{176.256} = 2.3 \Rightarrow N = 3$$

Disposition des boulons :

$e_1 = 100$, $p_1 = 200$

• Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$$

$d = 27$ mm ; $d_0 = 30$ mm ; $t = 10$ mm ; $\gamma_{Mb} = 1,25$; $f_u = 405$ MPa ;

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3 \times d_0} ; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right] = \min (1.11 ; 2.22 ; 1) = 1$$

$$F_{vsd} = \frac{405.37}{3} = 135.12 \text{ KN} \leq F_{brd} = 2.5 \times 1 \times 405 \times 27 \times \frac{10}{1.25} \times 10^{-3} = 218.7 \text{ KN}$$

Alors la résistance de l'assemblage est vérifiée.

7-2-4 Assemblage poteau-poteau (HEA300-HEA300) :

Données de calcul:

$$N_{sd} = 1352.93 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 166.89 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 123.95 \text{ KN}$$

• **Valeur de l'effort normale dans la semelle (dû à Msd) :**

$$NM = \frac{166.89}{700-14} \times 10^3 = 243.27 \text{ KN}$$

• **Valeur de l'effort normale dans la semelle (dû à Nsd) :**

$$Nn = N_{sd} \times \frac{b \times t_f}{A} = 1352.93 \times \frac{300 \times 14}{112.5 \times 10^2} = 505.09 \text{ KN}$$

• **Effort normale total :**

$$NT = NM + Nn = 243.27 + 505.09 = 748.36 \text{ KN}$$

• **Vérification de la résistance au glissement :**

On choisit des boulons HR de diamètre de 20mm (M22) de classe 10.9

$$F_{pCd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 245 \times 1000 = 171.5 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = K_s \times n_f \times \mu \times \frac{F_{pCd}}{\gamma_{m0}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

$$n \geq \frac{NT}{F_{srd}} = \frac{748.36}{41.16} = 18.2 \text{ on prend 19 boulon}$$

• **Disposition constructive des boulons :**

Les conditions de la disposition constructive sont :

– Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm}, p_2 = 65 \text{ mm}$$

Pince longitudinale :

$$e_1 = 78 \text{ mm}, e_2 = 35 \text{ mm}$$

•Vérification de la pression diamétrale :

On a une Platine (400x350x15)mm³

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} \text{ (EC3.tab.6.5.3)}$$

$d=20$ mm ; $d_0 = 22$ mm ; $t = 15$ mm ; $\gamma_{Mb} = 1,25$; $f_u = 405$ N/mm²; $e_1 = 78$ mm ; $p_1 = 65$ mm

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min (1.18; 0.73; 2.46; 1) = 0.73$$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.73 \times 405 \times 20 \times \frac{15}{1.25} \times 10^{-3} = 177.39 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{19} = 6.52 \text{ KN} \leq F_{brd} = 177.39 \text{ KN} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée}$$

•Vérification de la contrainte de traction dans la semelle :

$$A_{brut} = b \times t_f = 300 \times 14 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = (b - 4d) \times t_f = (300 - 4 \times 20) \times 14 = 3080 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{NT}{A_{net}} = \frac{748.36}{3080} \times 10^3 = 242.97 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

•Résistance de l'assemblage sous l'effort de glissement :

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{K_s \times n_f \times \mu \times F_{pc}}{\gamma_{Ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{405.37}{19} = 21.34 \text{ KN}$$

$$F_{pc} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171.5 \text{ KN}$$

Avec :

Ks =1 Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille

n = 1 Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$F_{v,sd} = 21.34 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 41.16 \text{ KN} \ll \text{Condition vérifiée} \gg$$

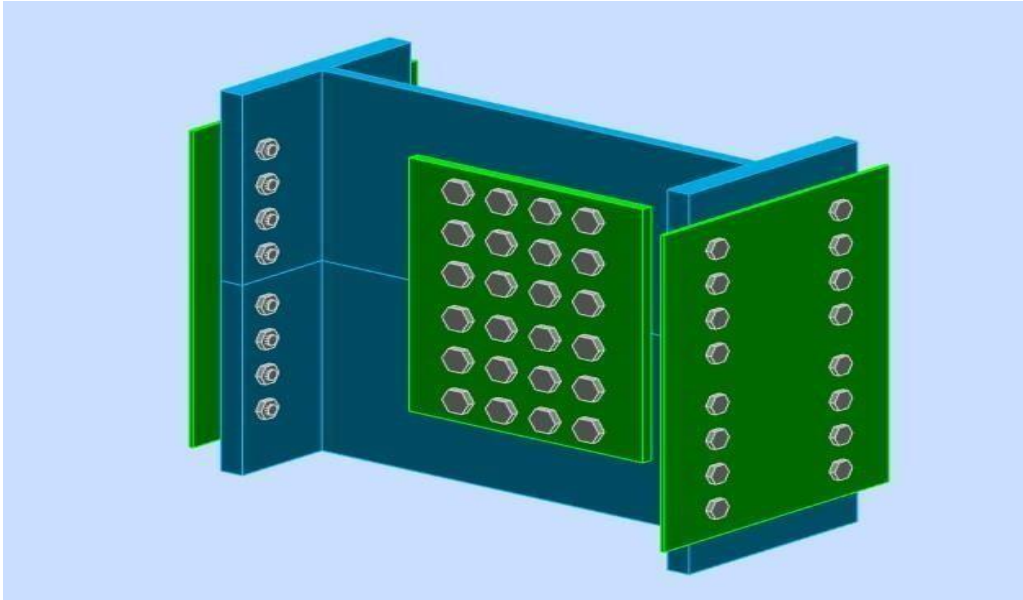


Figure 29 : Assemblage Poteaux – Poteaux (HEA300- HEA300).

7-2-5 Calcul des pieds de Poteau encastre :

Un pied de poteau doit résister aux effets des charges de calcul, les tiges d'ancrage ont pour but d'assurer la résistance en traction vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexion. Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M , qui

est équivalent à un effort N excentré de $e = \frac{M}{N}$

Effort de traction sollicitant les boulons de gauche : $T = A \cdot \sigma_a$

Effort de compression sollicitant le béton sous la platine : $C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b$

n : est le coefficient d'équivalence acier-béton $n = \frac{E_a}{E_b}$

Donc : $\sigma_a = n \sigma_b \cdot \frac{h-h'}{h'}$

L'équilibre des forces $N+T=C$ et celui des moments

$$C\left(h-\frac{h'}{3}\right) = Nl = (C-T) l$$

La combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante, avec $n=15$:

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A\frac{l}{b}h' - 90A\frac{l}{b}h = 0$$

La résolution permet d'obtenir h' , et par la suite de vérifier σ_a et σ_b

$$\sigma_a = \frac{N l - h + \frac{hF}{3}}{A h - \frac{hF}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_b = \frac{N}{bh' \left(h - \frac{hF}{3}\right)} \leq f_{ub}$$

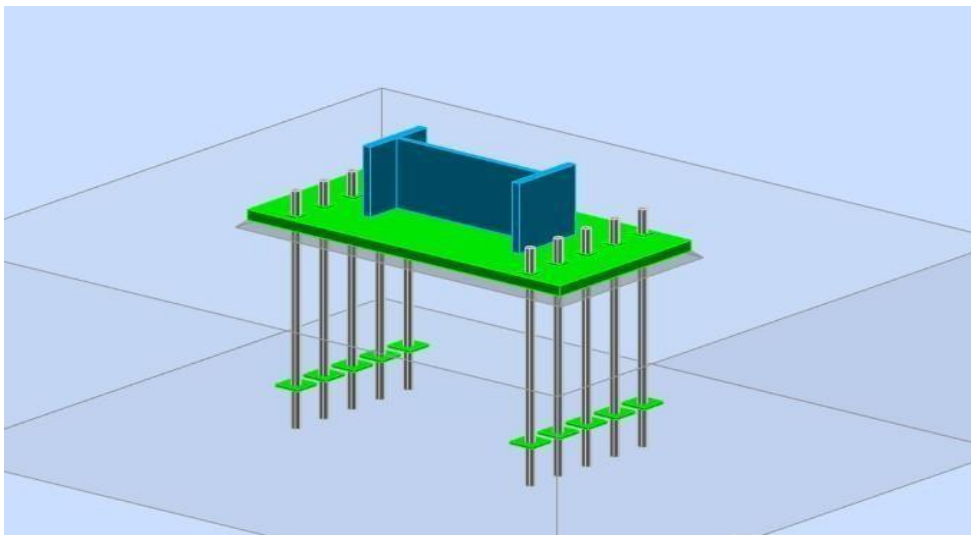


Figure 30 : Positionnement des tiges.

• Vérification de la contrainte de compression du béton :

$A = 8,17 \times 5 = 40.85 \text{ cm}^2$ (section d'une file de boulons)

- $l = 280 \text{ cm}$
- $h = 90 \text{ cm}$
- $b = 240 \text{ cm}$

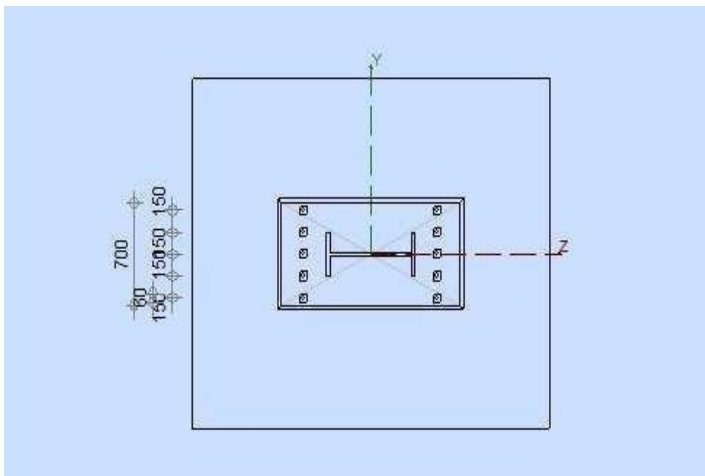


Figure 31 : Disposition d'assemblage de pieds de Poteau

• **la contrainte de compression sur le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2 \times 390.50 \times 10^3 \times 280}{240 \times 22.16 \times (90 - \frac{22.16}{3})} = 498.57 \leq f_{ub}$$

• **Vérification des goujons à la traction :**

$$\sigma_a = \frac{390.50}{40.85} \times \frac{280 - 90 + \frac{22.16}{3}}{900 - \frac{22.16}{3}} \times 10^2 = 211.39 \leq f_y$$

Soit : $1.25 \sigma_a \leq f_y$

• **Calcul de l'épaisseur de la platine :**

Les moments correspondants, pour une bande de largeur 1 cm et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 497.7 \times 17.5 \times \frac{0.175}{2} = 762.103 \text{ daN.m}$$

$$M_2 = \left(\frac{392.71}{2}\right) \times \left(\frac{0.175}{3}\right) = 11.454 \text{ daN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 750.649 \text{ daN.m}$$

Le moment d'inertie de la platine pour $b=1\text{cm}$ est : $I/V=t^2/6$

La contrainte de flexion dans la section 1-1

$$M/W_{el} = 750.649 / t^2 \leq f_y, \text{ d'où } t \geq 2.72 \text{ cm}$$

• Vérification dans la section

a- Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$\text{D'où : } 762.10/t^2 \leq f_y, \text{ soit } t \geq 2.77 \text{ cm}$$

b- Du côté tendu, la platine est soumise à un moment $M=0,10 T \text{ daN.m}$

$$T = A \cdot \sigma = 9327.85 \text{ daN.m}$$

$$M = 932.7 \text{ daN.m}$$

$$W_{el} = 50 t^2/6$$

Il faut donc vérifier que :

$$932.7/(50t^2) \leq f_y \text{ soit : } t \geq 14 \text{ cm}$$

En conclusion, on sélectionnera une platine de 2.8 cm d'épaisseur (section 2-2 la plus défavorable). Compte tenu de la forte épaisseur de tôle, on préférera une platine plus mince avec des raidisseurs.

• Dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N = 114 \text{ KN}$$

La tige d'ancrage doit être calculée en respectant un certain nombre de conditions portant sur :

- ✓ La longueur de scellement (l_1).
- ✓ Le rayon de courbure (r).
- ✓ Le retour de courbure (l_2).
- ✓ L'effort admissible $N_{add} \geq N_{app}$

Avec :

$$l_1 > r > l_2$$

Effort admissible : (CM66.art.5.123)

$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7 g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} \left(l_1 + 6.4r + 3.5l_2 \right)$$

Avec:

Ø36 diamètre de la tige.

$$g_c = 350 \text{Kg} / \text{m}^3 = 350 \text{dan} / \text{m}^3$$

$$l_1 = 3\phi = 108 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 720 \text{ mm}$$

$$l_3 = 180 \text{ mm}$$

$$d_1 = 175 \text{ mm}$$

$$N_{ad} = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{36}{\left(1 + \frac{36}{175} \right)} \times (108 + 6.4 \times 720 + 3.5 \times 180) \times 10^{-3}$$

$$N_{ad} = 55.07 \text{ KN}$$

$$N_{ad} = 55.07 \text{ KN} < N_{sd} = 114 \text{ KN}$$

• **Vérification de la tige a la traction :**

$$N_{sd} \leq \min\{F_t.r_d ; F_b.r_d\}$$

$$F_{t.r_d} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{m1}} = \frac{0.9 \times 81.7 \times 400}{1.5} \times 10^{-2} = 196.08 \text{ KN}$$

$$F_{b.d} = \frac{0.3 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_{m1}} = \frac{0.3 \times \sqrt{30}}{1.5} = 1.095 \text{ MPa}$$

$$F_{b.r_d} = \pi \phi (l_1 + l_2 + l_3) f_{b.d} = \pi \times 36 \times (108 + 720 + 180) \times 1.095$$

$$F_{b.r_d} = 124.83 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 114 \text{ KN} < F_{b.r_d} = 124.83 \text{ KN}$$

7-3 Conclusion :

D'après les résultats obtenus par le Robot et les vérifications calculées manuellement, on déduit que chaque assemblage de notre structure satisfaisant vis-à-vis les normes en vigueur.

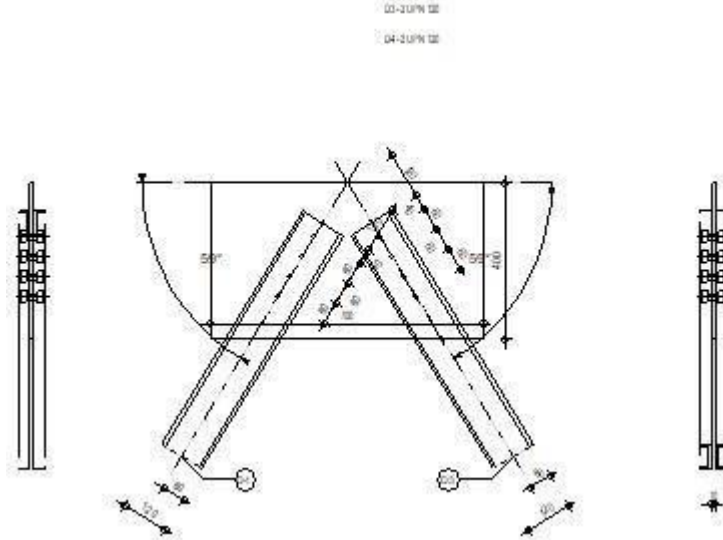
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,96



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage: Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 1058
 Barres de la structure: 543, 542,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 3	Barre 4		
Barre N°:		543	542		
Profilé:		2 UPN 120	2 UPN 120		
	h	120	120		mm
	b _f	55	55		mm
	t _w	7	7		mm
	t _f	9	9		mm
	r	9	9		mm
	A	34,00	34,00		cm ²
Matériau:		ACIER E28	ACIER E28		
	f _y	275,00	275,00		MPa
	f _u	405,00	405,00		MPa
Angle	α	58,8	58,8		Deg
Longueur	l	0,00	0,00		m

BOULONS

$N_{b3,Ed} = -385,20$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = 368,66$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 154,42$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 134,4$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$
 = 0] M2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 181,44$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,5$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$
 = 8] M2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -96,30$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -96,30$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 96,30$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 100,58$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 116,80$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-96,30| < 100,58$ **vérifié** (0,96)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0,00| < 116,80$ **vérifié** (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $96,30 < 154,42$ **vérifié** (0,62)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 17,00$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 15,74$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{u,Rd} = 458,98$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 467,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{t,Rd}$	$ -192,60 < 458,98$	vérifié (0,42)
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -192,60 < 467,50$	vérifié (0,41)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 3,57$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 10,99$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{eff,Rd} = 232,3$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq V_{eff,Rd}$	$ -192,60 < 232,32$	vérifié (0,83)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 154,42$ [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 la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 134,4$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 181,44$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,58$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 92,16$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = 92,16$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{z,Ed} = F_{MSd}$

Chapitre 7 Assemblage

$F_{NSd} = 92,16$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{Ed} = 92,16$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 100,58$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 116,80$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 92,16 < 100,58$ vérifié (0, 92)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 116,80$ vérifié (0, 00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$92,16 < 154,42$ vérifié (0, 60)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 17,00$ [cm ²] Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 15,74$ [cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 458,98$ [kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 467,50$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 184,33 < 458,98$ vérifié (0, 40)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 184,33 < 467,50$ vérifié (0, 39)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 3,57$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 10,99$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 232,3$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 184,33 < 232,32$ vérifié (0, 79)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,96

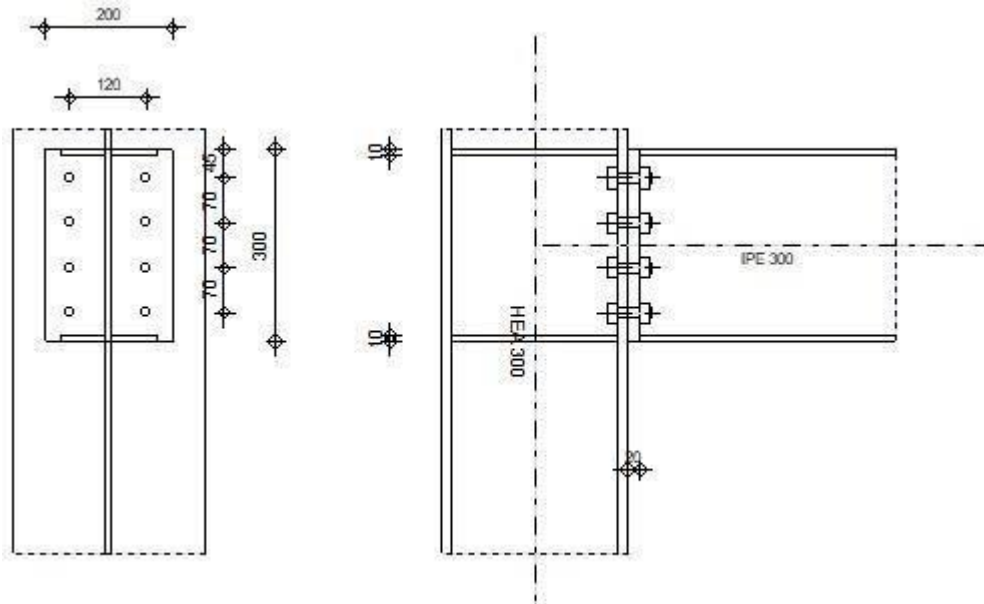
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,63



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 112
 Barres de la structure: 4, 101

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 4
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 300
 Barre N°: 101
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 300$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 150$ [mm] Largeur de la section de la poutre

Chapitre 7 Assemblage

$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{wb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	53,81	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	8356,11	[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 FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	45	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Écartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	70;70;70	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur

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]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas:	31: G+Q+1.5VY (1+2+3) *1.00+6*1.50	
$M_{b1,Ed}$	= 53,16 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$	= 44,89 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$	= -0,00 [kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$	= -25,15 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$	= -25,22 [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$	= -952,76 [kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed}$	= -0,26 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed}$	= -0,12 [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed}$	= -870,66 [kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

A_b	= 53,81 [cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd}$	= $A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$N_{cb,Rd}$	= 1264,54 [kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb}	= 25,68 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd}$	= $A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd}$	= 348,42 [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,13 < 1,00	vérifié	(0,13)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb}	= 628,36 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd}$	= $W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd}$	= 147,66 [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl}	= 628,36 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd}$	= $W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd}$	= 147,66 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$	= 147,66 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
h_f	= 289 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd}$	= $M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd}$	= 510,42 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$	= 53,16 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$	= 0,00 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$	= -25,22 [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$	= -0,12 [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
z	= 215 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed}$	= $(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed}$	= 260,21 [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
A_{vs}	= 37,2 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-
A_{vc}	= $\frac{8}{37,2}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	1:[6.2.6.(3)] EN1993-1-
d_s	= 290 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	1:[6.2.6.(3)] [6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd}$	= 3,45 $\frac{[kN*m]}{}$	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd}$	= 1,76 $\frac{[kN*m]}{}$	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]

Chapitre 7 Assemblage

$A_{vs} = 37,2$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
 $M_{pl,sl,Rd} = 1,76$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sl,Rd}) / d_s)$
 $V_{wp,Rd} = 491,20$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]
 $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,53 < 1,00$ **vérifié** (0,53)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 278$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 37,28$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,81$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 98,99$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 29,15$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1135,44$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 208$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,88$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,88$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 2,37$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1079,74$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 1079,74$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 278$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 37,28$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,81$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 98,99$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 29,15$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1135,44$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 208$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,88$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,88$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 2,37$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1079,74$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 1079,74$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	-	90	-	70	215	273	215	273	177	184	177	184

Chapitre 7 Assemblage

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
2	34	-	90	-	70	215	249	215	249	140	70	70	70
3	34	-	90	-	70	215	249	215	249	140	70	70	70
4	34	-	90	-	70	215	273	215	273	177	184	177	184

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	49	-	40	-	70	305	301	301	301	222	214	214	214
2	49	-	40	-	70	305	244	244	244	140	70	70	70
3	49	-	40	-	70	305	244	244	244	140	70	70	70
4	49	-	40	-	70	305	244	244	244	222	157	157	157

- m - Distance du boulon de l'âme
- m_x - Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e - Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x - Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p - Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} - Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} - Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} - Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} - Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} - Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} - Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} - Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} - Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1264,54 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 184,94 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \quad \text{- résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad \text{- résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \quad \text{- résistance de la platine fléchie à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \quad \text{- résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	206,81	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 206,81	206,81	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 374,31	374,31	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 501,88	501,88	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 369,87	369,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd/β} = 491,20	491,20	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1079,74	1079,74	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 510,42	510,42	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	115,89	Résistance d'une rangée de boulon

Chapitre 7 Assemblage

Ft2,Rd,comp - Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
$F_{t,fc,Rd(2)} = 199,33$	199,33	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 374,31$	374,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 407,32$	407,32	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 369,87$	369,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 491,20 - 206,81$	284,39	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1079,74 - 206,81$	872,93	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 510,42 - 206,81$	303,61	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 322,70 - 206,81$	115,89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 422,98 - 206,81$	216,17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 354,93 - 206,81$	148,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 413,42 - 206,81$	266,61	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	72,94	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 199,33$	199,33	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 374,31$	374,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 407,32$	407,32	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 369,87$	369,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 491,20 - 322,70$	168,51	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1079,74 - 322,70$	757,04	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 510,42 - 322,70$	187,72	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 188,83 - 115,89$	72,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 262,79 - 115,89$	146,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 436,52 - 322,70$	113,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 494,69 - 322,70$	171,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 271,17 - 115,89$	155,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 233,59 - 115,89$	117,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 494,24 - 322,70$	171,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 590,21 - 322,70$	267,52	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp - Formule	Ft4,Rd,comp	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	95,57	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 206,81$	206,81	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 374,31$	374,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 407,32$	407,32	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 369,87$	369,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 491,20 - 395,64$	95,57	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1079,74 - 395,64$	684,10	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 510,42 - 395,64$	114,78	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 322,70 - 72,94$	249,76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 422,98 - 72,94$	350,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 436,52 - 188,83$	247,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 494,69 - 188,83$	305,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 645,39 - 395,64$	249,76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 612,26 - 395,64$	216,62	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 324,84 - 72,94$	251,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 318,85 - 72,94$	305,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 464,15 - 188,83$	275,33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 495,65 - 188,83$	306,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 679,77 - 395,64$	284,13	Platine d'about - traction - groupe

Chapitre 7 Assemblage

F_{t,Rd,comp} - Formule	F_{t,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd}(4 + 3 + 2 + 1) - \sum_3 F_{tj,Rd} = 852,27 - 395,04$	456,63	Ame de la poutre - traction - groupe

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	250	206,81	206,81	374,31	226,08	501,88	226,08	369,87
2	180	115,89	199,33	374,31	226,08	407,32	226,08	369,87
3	110	72,94	199,33	374,31	226,08	407,32	226,08	369,87
4	40	95,57	206,81	374,31	226,08	407,32	226,08	369,87

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 84,24 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,63 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,63)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 75,36 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 163,52 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 163,52 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226,08	-0,00	206,81	130,52	130,52	88,57
2	226,08	-0,00	115,89	73,14	73,14	115,89
3	226,08	-0,00	72,94	46,03	46,03	128,80
4	226,08	-0,00	95,57	60,31	60,31	122,00

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 455,26 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 52,87 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 18,06 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 34,80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 5100,24 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -99,72 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -91,61 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 12,90 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 199,44 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,55)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 184,58 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,51)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 99,72 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,38)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	56	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[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	6,73	134,12
1	250	4	11	13	2	3,92	97,91
2	180	2	4	4	1	1,37	24,65
3	110	2	4	4	1	0,84	9,18
4	40	4	11	10	2	0,60	2,37

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$

$Z_{eq} = 199$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$

$k_{eq} = 3$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 37,28$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 199$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 7$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 19094,39$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 19094,39$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 35095,66$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 2193,48$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

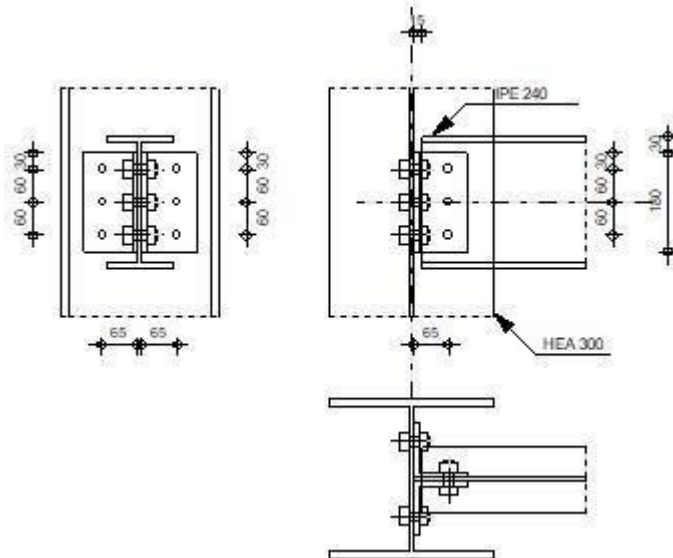
Ratio 0,63

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,07



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 109
 Barres de la structure: 9, 80

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 9
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 18263,50$ [cm⁴] 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: IPE 240
 Barre N°: 80
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 240$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 120$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

Profilé: IPE 240
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 39,12$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 3891,63$ [cm⁴] 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 100x10
 $h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur 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
 $l_k = 180$ [mm] Longueur de la cornière
Matériau: ACIER E28
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 30$ [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 = 8.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [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: 7: ELU $(1+2) * 1.35 + 3 * 1.50$

$N_{b,Ed} = -0,00$ [kN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 8,09$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = -0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 60,29$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 90,43$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

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**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 99,28$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), p_1 / (3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 85,49$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

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**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 84,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,56$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), p_1 / (3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 72,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,2$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 1,35$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 2,30$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 2,30$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 1,35$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 2,66$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$

Chapitre 7 Assemblage

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$F_{Rdx} = 84$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 72$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 2,30 < 60,29$	vérifié	(0,03)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1,35 < 60,29$	vérifié	(0,02)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$2,66 < 60,29$	vérifié	(0,04)

Traction des boulons

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau		
$M_{0t} = 0,2$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{t,Ed} = 2,3$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$2,34 < 90,43$	vérifié	(0,03)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 2,66$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 154,4$ [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 la poutre

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	
$\alpha_{bx} = 0,93$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 67,05$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 62,36$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

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	
$\alpha_{bx} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 168,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,56$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,56 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 144,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau		
$M_0 = 0,56$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$	
$F_{Nx} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$	
$F_{Vz} = 2,70$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$	
$F_{Mx} = 4,67$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{Mz} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{x,Ed} = 4,67$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z,Ed} = 2,70$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Ed} = 5,39$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} = 67,05$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 62,36$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 4,67 < 67,05$	vérifié	(0,07)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 2,70 < 62,36$	vérifié	(0,04)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$5,39 < 154,42$	vérifié	(0,03)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 10,50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 208,83$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 4,05 < 208,83$	vérifié	(0,02)

POUTRE

$A_{nt} = 2,54$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 8,37$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 150,68$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 8,09 < 150,68$	vérifié	(0,05)

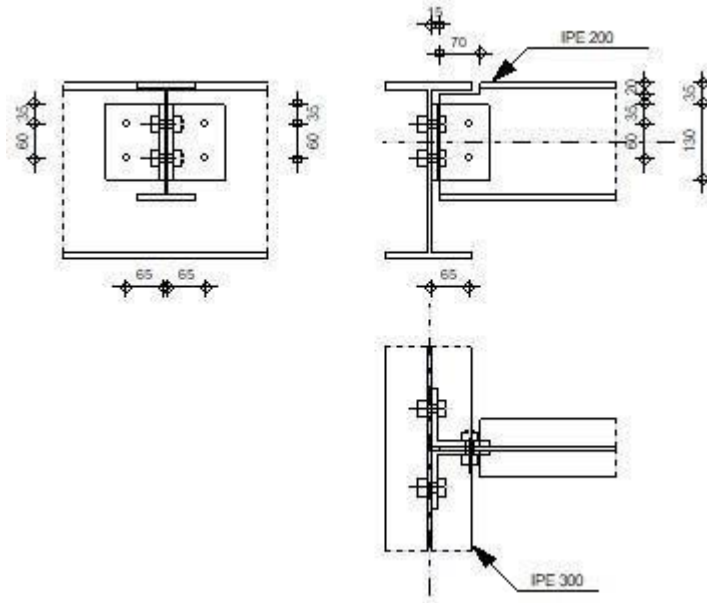
VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 9,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 7,20$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,72 < 0,85$		
$W_{net} = 49,62$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 13,65$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,28 < 13,65$	vérifié	(0,02)
$A_v = 18,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$	
$A_{v,net} = 12,60$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$	
$V_{pl,Rd} = 285,79$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 4,05 < 285,79$	vérifié	(0,01)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	7,44	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	5,21	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_M) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$				0,63 < 0,80
$W_{net} =$	54,75	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	12,87	[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,net}$				0,56 < 12,87 vérifié (0,04)
$A_v =$	14,88	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	11,53	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	201,89	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$				8,09 < 201,89 vérifié (0,04)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,07



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 95
 Barres de la structure: 99, 122

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 300
 Barre N°: 99
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 300$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 150$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 15$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 53,81$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 8356,11$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: ACIER
 $f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 200
 Barre N°: 122
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 200$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 100$ [mm] Largeur de la section de la poutre

Profilé: IPE 200
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 28,48$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 1943,17$ [cm⁴] 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

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 70$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur 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 E28
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 600,00$ [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 = 6.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 600,00$ [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

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: 7: ELU (1+2) * 1.35 + 3 * 1.50

$N_{b,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	15,29	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	-0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	44,3	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un	$F_{v,Rd} =$	$0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$=$	$\frac{3}{8}$	boulon			
$F_{t,Rd} =$	49,6	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} =$	$0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

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**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 72,56$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **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**

$F_{b,Rd1z} = 72,56$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

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**

$\alpha_{bx} = 0,78$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,78 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 88,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,78$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,78 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 88,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,5$ [kN* m] Moment fléchissant réel

$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

Chapitre 7 Assemblage

$e =$	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$F_{Vz} =$	3,8 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	8,6 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	8,6 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	3,8 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	9,4 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	72, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	72, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 8,64 < 44,33$	vérifié (0,12)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 3,82 < 44,33$	vérifié (0,05)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$9,45 < 44,33$	vérifié (0,21)

Traction des boulons

$e =$	69 [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} =$	0,5 [kN*] Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{t,Ed} =$	8,7 [kN] Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$8,74 < 49,68$	vérifié (0,18)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} =$	9,45 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,34 < 1,00$	vérifié (0,34)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	88,6 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------	--	---

Pression du boulon sur la poutre

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
$\alpha_{bx} =$	1,00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} =$	57,23 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} =$	2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	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
$F_{b,Rd1z} =$	57,23 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

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

Chapitre 7 Assemblage

$\alpha_{bx} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,78 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 176,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^2 / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$	$0,78 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 176,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^2 / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 1,0$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 17,5$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$M_x = 0 \quad i \quad i$
$F_{Mz} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$M_z = 0 \quad i \quad i$
$F_{x,Ed} = 47$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 5$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 0,7$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = (F_{x,Ed} + F_{z,Ed}^2)$
$F_{Rdx} = 57,23$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{Ed}^2)$
$F_{Rdz} = 23$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,50$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 5,50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 233,12$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 233,12$	vérifié (0,00)

POUTRE

$A_{nt} = 2,52$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 4,76$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 138,17$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 138,17$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$$A_{nt} = 2,75 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 7,25 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 159,6 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |7,65| < 159,66 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 2,38 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 4,90 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 101,2 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |15,29| < 101,23 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 6,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 5,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,69 < 0,85$$

$$W_{net} = 27,43 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 7,54 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,52| < 7,54 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

$$A_v = 13,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 10,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = 206,40 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |7,65| < 206,40 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 5,04 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 4,20 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,75 < 0,80$$

$$W_{net} = 28,74 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 6,75 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,05| < 6,75 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$A_v = 10,08 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 8,40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = 136,76 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |15,29| < 136,76 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,34

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

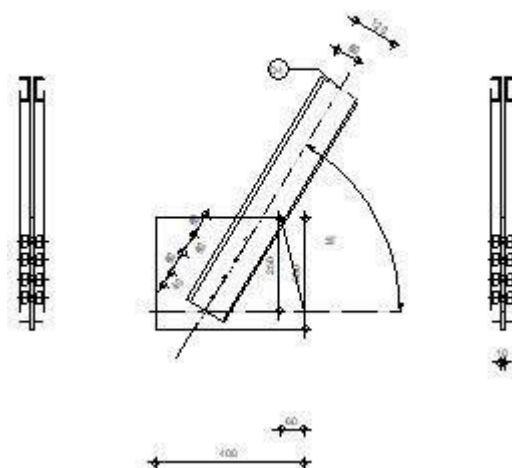
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,98

D4-2UPN120



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage: Gousset - barre simple
 Noeud de la structure: 112
 Barres de la structure: 547,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 4			
Barre N°:		547			
Profilé:		2 UPN 120			
	h	120			mm
	bf	55			mm
	tw	7			mm
	tf	9			mm
	r	9			mm
	A	34,00			cm ²
Matériau:		ACIER E28			
	fy	275,00			MPa
	fu	405,00			MPa
Angle	alpha	58,8			Deg
Longueur	l	0,00			m

BOULONS

Barre 4

Chapitre 7 Assemblage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 4 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60;60 [mm]
e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 60 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 0 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b = 7 [mm] Bord b

GOUSSET

l_p = 400 [mm] Longueur de la platine
h_p = 300 [mm] Hauteur de la platine
t_p = 10 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 0 [mm] Grugeage
v₁ = 0 [mm] Grugeage
h₂ = 60 [mm] Grugeage
v₂ = 250 [mm] Grugeage
h₃ = 0 [mm] Grugeage
v₃ = 0 [mm] Grugeage
h₄ = 0 [mm] Grugeage
v₄ = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (188;146)

e_v = 50 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e_H = 136 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E24

f_y = 235,00 [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 29: G+Q+1.5VX (1+2+3)*1.00+5*1.50

N_{b4,Ed} = -392,28 [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

F_{v,Rd} = 154,42 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Chapitre 7 Assemblage

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,74$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 134,4$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_M$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 181,44$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,86$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 100,58$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 116,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -98,07$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -98,07$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 98,07$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 100,58$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 116,80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -98,07 < 100,58$	vérifié (0,98)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 116,80$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$98,07 < 154,42$	vérifié (0,64)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 17,00$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 15,74$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 458,98$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 467,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -196,14 < 458,98$	vérifié (0,43)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -196,14 < 467,50$	vérifié (0,42)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 3,57$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 10,99$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 232,3$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -196,14 < 232,32$	vérifié (0,84)

ATTACHE GOUSSET

Soudure horizontale

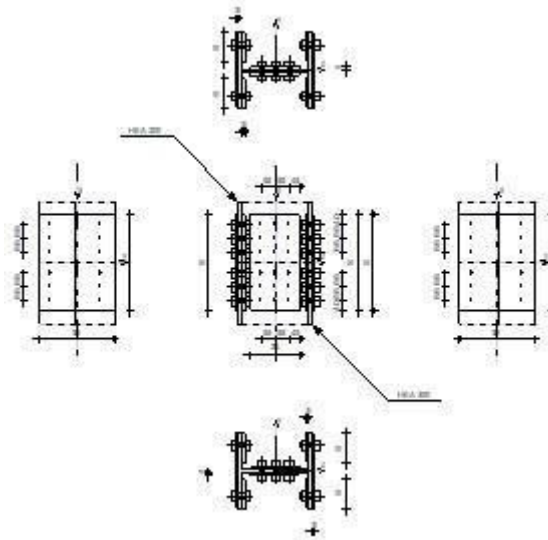
VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

e =	94 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons		
M	[kNm]	Moment fléchissant réel		
=	15,80	m		
A _w	28,00 [cm ²]	Aire de la section de la soudure		A _w = a*I
=				
σ	144,58 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		σ = 0.5*N _{b1,Ed} *sin(α)/A _w + M ₀ /W _{yw}
σ _⊥	102,2 [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure		σ _⊥ = σ/√2
=	4			
σ _⊥ ≤ 0.9*f _u /γ _{M2}		102,24 < 262,80	vérifié	(0,39)
τ _⊥	-102,24 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		τ _⊥ = σ _⊥
τ	-36,24 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		τ = (0.5*N _{b1,Ed} *cos(α))/A _s
β _w	0,85	Coefficient de corrélation		[Tableau 4.1]
τ _⊥ + β _w τ ≤ τ _u /(w*M2)		213,89 < 343,53	vérifié	(0,62)

Soudure verticale

e =	94 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons		
M	[kNm]	Moment fléchissant réel		
=	15,80	m		
A _w	21,00 [cm ²]	Aire de la section de la soudure		A _w = a*I
=				
σ	230,40 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		σ = 0.5*N _{b1,Ed} *sin(α)/A _w + M ₀ /W _{yw}
σ _⊥	162,9 [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure		σ _⊥ = σ/√2
=	1			
σ _⊥ ≤ 0.9*f _u /γ _{M2}		162,91 < 262,80	vérifié	(0,62)
τ _⊥	-162,91 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		τ _⊥ = σ _⊥
τ	-48,32 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		τ = (0.5*N _{b1,Ed} *cos(α))/A _s
β _w	0,85	Coefficient de corrélation		[Tableau 4.1]
τ _⊥ + β _w τ ≤ τ _u /(w*M2)		336,41 < 343,53	vérifié	(0,98)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,98



GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Epissure du poteau
 Noeud de la structure: 32
 Barres de la structure: 16, 21

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 300
 $h_{c1} = 290$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc1} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc1} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c1} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c1} = 112,53$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc1} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yc1} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc1} = 365,00$ [MPa]

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 300
 $h_{c2} = 290$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc2} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc2} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c2} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c2} = 112,53$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc2} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yc2} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc2} = 365,00$ [MPa]

ÉCLISSE D'ÂME

Type: de deux côtés
 $l_{pw} = 380$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pw} = 200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pw} = 15$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24
 $f_{ypw} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upw} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} = 380$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 10$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24
 $f_{ype} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE INTERNE DROITE

$l_{pi} = 380$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pi} = 119$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pi} = 10$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24
 $f_{ypi} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upi} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} = 380$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 10$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24
 $f_{ype} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE INTERNE GAUCHE

$l_{pi} = 380$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pi} = 119$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pi} = 10$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24
 $f_{ypi} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upi} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFÉRIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'ÂME À L'ÂME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage B

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,92$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $k_s = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
 $\mu = 0,30$ Coefficient de frottement
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 45$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_2 = 55$ [mm] Écartement
 $p_1 = 55$ [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 B

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
k _s =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{s,Rd}
μ =	0,30	Coefficient de frottement
f _{yb} =	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	1	Nombre de colonnes des boulons
n _v =	3	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	40 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	55 [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 B

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
k _s =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{s,Rd}
μ =	0,30	Coefficient de frottement
f _{yb} =	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	1	Nombre de colonnes des boulons
n _v =	3	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	40 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	55 [mm]	Entraxe

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage B

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
k _s =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{s,Rd}
μ =	0,30	Coefficient de frottement
f _{yb} =	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	1000,00 [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 =	45 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ =	55 [mm]	Ecartement
p ₁ =	55 [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 B

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
k _s = 1,00		Coefficient pour le calcul de F _{s,Rd}
μ = 0,30		Coefficient de frottement
f _{yb} = 900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} = 1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h = 1		Nombre de colonnes des boulons
n _v = 3		Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 40	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ = 55	[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 B

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
k _s = 1,00		Coefficient pour le calcul de F _{s,Rd}
μ = 0,30		Coefficient de frottement
f _{yb} = 900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} = 1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h = 1		Nombre de colonnes des boulons
n _v = 3		Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 40	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ = 55	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} = 1,00		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} = 1,25		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M3,ser} = 1,25		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 29: G+Q+1.5VX (1+2+3)*1.00+5*1.50

ETAT LIMITE: ULTIME

N _{Ed1} = -827,96	[kN]	Effort axial
V _{y,Ed1} = 0,48	[kN]	Effort tranchant
V _{z,Ed1} = 7,88	[kN]	Effort tranchant
M _{y,Ed1} = -6,10	[kN*m]	Moment fléchissant
M _{vz,Ed1} = -2,68	[kN*m]	Moment fléchissant
N _{Ed2} = -827,96	[kN]	Effort axial
V _{y,Ed2} = 0,10	[kN]	Effort tranchant
V _{z,Ed2} = -7,88	[kN]	Effort tranchant
M _{y,Ed2} = -6,10	[kN*m]	Moment fléchissant
M _{vz,Ed2} = -2,70	[kN*m]	Moment fléchissant

ETAT LIMITE: SERVICE






$N_{Ed,ser1} = -827,96$	[kN]	Effort axial
$V_{y,Edser1} = 0,48$	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,ser1} = 7,88$	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Edser1} = -6,10$	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{z,Edser1} = -2,68$	[kN*m]	Moment fléchissant
$N_{Ed,ser2} = -827,96$	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed,ser2} = 0,10$	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed,ser2} = -7,88$	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed,ser2} = -6,10$	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{Vz,Ed,ser2} = -2,70$	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

PAROI INFERIEURE

Effort axial






Etat limite: ultime

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 60,00$	-296,58	-	$N_{Ed,pw} = -296,58$
	$A_{pfue} = 30,00$	-148,29	-11,91	$N_{Ed,pfue} = -160,20$
	$A_{pfui} = 23,75$	-117,40	-7,92	$N_{Ed,pfui} = -125,32$
	$A_{pfti} = 23,75$	-117,40	7,92	$N_{Ed,pfti} = -109,48$
	$A_{pfle} = 30,00$	-148,29	11,91	$N_{Ed,pfle} = -136,38$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfti} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$


Etat limite: service

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed,ser})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,ser,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 60,00$	-296,58	-	$N_{Ed,ser,pw} = -296,58$
	$A_{pfue} = 30,00$	-148,29	-11,91	$N_{Ed,ser,pfue} = -160,20$
	$A_{pfui} = 23,75$	-117,40	-7,92	$N_{Ed,ser,pfui} = -125,32$
	$A_{pfti} = 23,75$	-117,40	7,92	$N_{Ed,ser,pfti} = -109,48$
	$A_{pfle} = 30,00$	-148,29	11,91	$N_{Ed,ser,pfle} = -136,38$





$$N_i = (N_{Ed,ser} * A_i) / (2 * A_{pw} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfti} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,ser,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed,ser})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{zEd,i}$ [kN]	$V_{zEd,ser,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 60,00$	$V_{z,Ed,pw} = 7,88$	$V_{z,Ed,ser,pw} = 7,88$






Effort tranchant Y

Platine	A _{y,i} [cm ²]	V _{y,Ed,i} [kN]	V _{y,Ed,ser,i} [kN]
	A _{y,fupe} = 30,00	V _{y,Ed,fupe} = 0,13	V _{y,Ed,ser,fupe} = 0,13
	A _{y,fupi} = 23,75	V _{y,Ed,fupi} = 0,11	V _{y,Ed,ser,fupi} = 0,11
	A _{y,flpi} = 23,75	V _{y,Ed,flpi} = 0,11	V _{y,Ed,ser,flpi} = 0,11
	A _{y,flpe} = 30,00	V _{y,Ed,flpe} = 0,13	V _{y,Ed,ser,flpe} = 0,13

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} \cdot A_{y,i}) / (A_{pfue} + 2 \cdot A_{pfui} + 2 \cdot A_{pfi} + A_{pfle})$$

$$V_{y,i,ser} = (V_{y,Ed,ser} \cdot A_{y,i}) / (A_{pfue} + 2 \cdot A_{pfui} + 2 \cdot A_{pfi} + A_{pfle})$$





Moment fléchissant Y

Platine	I _{y,i} [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i} [kN*m]	Force résultante M _{y,Ed,i} [kN*m]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i,ser} [kN*m]	Force résultante M _{y,Ed,ser,i} [kN*m]
	I _{y,pw} = 2000,00	-0,53	M _{y,Ed,pw} = -0,53	-0,53	M _{y,Ed,ser,pw} = -0,53
	I _{y,pfue} = 6752,50	-1,79	-	-1,79	-
	I _{y,pfui} = 3772,53	-1,00	-	-1,00	-
	I _{y,pfi} = 3772,53	-1,00	-	-1,00	-
	I _{y,pfle} = 6752,50	-1,79	-	-1,79	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} \cdot I_{y,i}) / (2 \cdot I_{pw} + I_{pfue} + 2 \cdot I_{pfui} + 2 \cdot I_{pfi} + I_{pfle})$$

$$M_{y,i,ser} = (M_{y,Ed,ser} \cdot I_{y,i}) / (2 \cdot I_{pw} + I_{pfue} + 2 \cdot I_{pfui} + 2 \cdot I_{pfi} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	I _{z,i} [cm ⁴]	M _{z,i} [kN*m]	M _{z,i,ser} [kN*m]
	I _{z,pfue} = 2250,00	M _{z,Ed,pfue} = -0,67	M _{z,Ed,ser,pfue} = -0,67
	I _{z,pfui} = 2229,65	M _{z,Ed,pfui} = -0,67	M _{z,Ed,ser,pfui} = -0,67
	I _{z,pfi} = 2229,65	M _{z,Ed,pfi} = -0,67	M _{z,Ed,ser,pfi} = -0,67
	I _{z,pfle} = 2250,00	M _{z,Ed,pfle} = -0,67	M _{z,Ed,ser,pfle} = -0,67

$$M_i = (M_{z,Ed} \cdot I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfui} + 2 \cdot I_{z,pfi} + I_{z,pfle})$$

$$M_{i,ser} = M_{z,Ed,ser} \cdot I_{z,i} / (I_{z,pfue} + I_{z,pfui} + 2 \cdot I_{z,pfi} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 244,2 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un } \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

$$F_{p,c} = 134,9 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression dans le boulon} \quad F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

$$F_{s,Rd,ser} = 64,51 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au glissement} \quad F_{s,Rd,ser} = (k_s \cdot m \cdot \mu) / \gamma_{M3,ser} \cdot A_s$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,15 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,15 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

Chapitre 7 Assemblage

$\alpha_{bx} = 0,67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 64,04$ [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

$k_{1z} = 2,15$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,15 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 64,04$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,15$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,15 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 226,01$ [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

$k_{1z} = 2,15$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,15 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 226,01$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 95$ [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons $e_0 = e_{2b} + 0.5*(s_1 + (c-1)*p_2)$

$M_y = 0,2$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$

$F_{x,N} = 32,95$ [k] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x $F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$

$F_{z,Vz} = 0,8$ [k] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z $F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$

$F_{x,My} = 0,3$ [k] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x $F_{x,My} = |M_y| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{z,My} = 0,3$ [k] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z $F_{z,My} = |M_y| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 33,29$ [k] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$

$F_{z,Ed} = 1,21$ [k] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$

$F = 33,31$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rd,x} = 64,04$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$

$F_{Rd,z} = 64,04$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rd,x}$ $|33,29| < 64,04$ **vérifié** (0,52)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rd,z}$ $|1,21| < 64,04$ **vérifié** (0,02)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $33,31 < 244,29$ **vérifié** (0,14)

ETAT LIMITE: SERVICE

Chapitre 7 Assemblage

cisaillement des boulons

$e_0 = 95$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (C - 1) * p_2)$
$M_y = 0,2$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,ser,pw} + V_{z,Ed,ser,pw} * e_0$
$F_{x,N} = 32,95$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pw} / n_b$
$F_{z,Vz} = 0,8$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,ser,pw} / n_b$
$F_{x,My} = 0,3$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 0,3$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed,ser} = 33,29$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed,ser} = 1,2$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed,ser} = 33,31$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{z,Ed,ser}^2}$
$F_{x,Rd} = 64,04$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{z,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{z,Rd} = 64,04$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{z,Rd} = \min(F_{z,bRd1}, F_{z,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$	$ 33,29 < 64,04$	vérié
$ F_{z,Ed,ser} \leq F_{z,Rd}$	$ 1,21 < 64,04$	vérié
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	$33,31 < 64,51$	vérié

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 244,29$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 134,40$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 * f_{ub} * A_s$
$F_{s,Rd,ser} = 64,51$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd,ser} = (k_s * m * \mu / \gamma_{M3,ser}) * F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérié
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérié
$F_{b,Rd1x} = 122,64$ [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

$k_{1y} = 2,15$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,15 > 0,00$	vérié
$\alpha_{by} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérié
$F_{b,Rd1y} = 131,84$ [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 plaque

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérié
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	vérié
$F_{b,Rd2x} = 175,20$ [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

$k_{1y} = 2,15$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,15 > 0,00$	vérié

Chapitre 7 Assemblage

$\alpha_{by} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_z / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0,0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 188,34$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_{0r} =$	[mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r - 1) \cdot p_1$
$M_z =$	[kN* m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} =$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} =$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} =$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} =$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} =$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} =$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} =$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} =$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$		$ -45,66 < 122,64$	vérifié (0,37)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$		$ 1,04 < 131,84$	vérifié (0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$45,67 < 244,29$	vérifié (0,19)

ETAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_0 =$	[mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r - 1) \cdot p_1$
$M_z =$	[kN* m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,ser,pf} + V_{y,Ed,ser,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} =$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} =$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} =$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} =$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed,ser} =$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed,ser} =$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed,ser} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed,ser} =$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{y,Ed,ser}^2}$
$F_{x,Rd} =$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$

Chapitre 7 Assemblage

cisaillement des boulons

$e_0 =$	95 [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$F_{y,Rd} =$	131,84 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$	$ -45,66 < 122,64$	vérifié (0,00)
$ F_{y,Ed,ser} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,04 < 131,84$	vérifié (0,00)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	$45,67 < 64,51$	vérifié (0,71)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	244,29 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} =$	134,40 [kN] Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd,ser} =$	64,51 [kN] Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd,ser} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3,ser}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} =$	2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	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

$F_{b,Rd1x} =$	122,64 [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

$k_{1y} =$	2,15 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,15 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} =$	0,83 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1y} =$	131,84 [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 $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	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

$F_{b,Rd2x} =$	175,20 [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

$k_{1y} =$	2,15 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,15 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} =$	0,83 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2y} =$	188,34 [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

$9\bar{e} =$	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z =$	- [kN*m] Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} =$	41,08 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} =$	0,04 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} =$	1,83 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} =$	1,00 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$

Chapitre 7 Assemblage

$e_0 =$	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r - 1) \cdot p_1$
$F_{x,Ed}$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed}$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
F_{Ed}	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd}$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd}$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -39,26 < 122,64$	vérifié (0,32)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,04 < 131,84$	vérifié (0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$39,27 < 244,29$	vérifié (0,16)

ÉTAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_0 =$	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r - 1) \cdot p_1$
M_z	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,ser,pf} + V_{y,Ed,ser,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N}$	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{0,y,Vy}$	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{1,x,Mz}$	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{1,y,Mz}$	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{z,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed,ser}$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed,ser}$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed,ser} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed,ser}$	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{y,Ed,ser}^2}$
$F_{x,Rd}$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd}$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$	$ -39,26 < 122,64$	vérifié (0,00)
$ F_{y,Ed,ser} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,04 < 131,84$	vérifié (0,00)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	$39,27 < 64,51$	vérifié (0,61)

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		12,75	8,50	7,88 (*1)	297,09 (*)	0,03	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

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		15,75	15,00	3,94 (*1)	432,69 (*)	0,01	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{zEd1}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

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		17,00	10,00	0,24 (*1)	376,65 (*)	0,00	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

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		17,00	10,00	0,24 (*1)	376,65 (*)	0,00	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t = 45,13$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 39,53$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,79 < 0,80$

$W = 1259,55$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 1259,55$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 295,99$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|-6,10| < 295,99$ **vérifié** (0,02)

$A = 112,53$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$

$A_{net} = 96,23$ [cm²] Aire de la section nette

$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$

$N_{pl,Rd} = 2644,45$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$N_{u,Rd} = 2528,92$ [kN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal

$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$

$F_{Ed} = -827,96$ [kN]

$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$

$|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|-827,96| < 2528,92$ **vérifié** (0,33)

$|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-827,96| < 2644,45$ **vérifié** (0,31)

$A_v = 24,65$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 19,55$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 334,44$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|7,88| < 334,44$ **vérifié** (0,02)

ÉCLISSE D'AME

$A_t = 30,00$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 21,00$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,63 < 0,80$

$W = 100,00$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 81,55$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 19,16$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|0,11| < 19,16$ **vérifié** (0,01)

$A = 30,00$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$

$A_{net} = 21,00$ [cm²] Aire de la section nette

$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$

Chapitre 7 Assemblage

$A = 30,00$	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 705,00$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 551,88$	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -148,29$	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ -148,29 < 551,88$	vérifié (0, 27)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -148,29 < 705,00$	vérifié (0, 21)
$A_v = 30,00$	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 21,00$	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 407,03$	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$		$ 3,94 < 407,03$	vérifié (0, 01)

PLATINE EXTERNE DROITE

$A_t = 30,00$	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 26,00$	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$		$0,78 < 0,80$	
$W = 150,00$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 123,24$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 28,96$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$		$ -0,67 < 28,96$	vérifié (0, 02)
$A = 30,00$	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 26,00$	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 705,00$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 683,28$	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -160,20$	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ -160,20 < 683,28$	vérifié (0, 23)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -160,20 < 705,00$	vérifié (0, 23)
$A_v = 30,00$	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 26,00$	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 407,03$	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$		$ 0,13 < 407,03$	vérifié (0, 00)

PLATINE INTERNE DROITE

$A_t = 23,75$	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 21,75$	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$		$0,82 > 0,80$	
$W = 148,64$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rd} = 34,93$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rd} = W * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$		$ -0,67 < 34,93$	vérifié (0, 02)
$A = 23,75$	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = 2 * h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 19,75$	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 558,13$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 519,03$	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -125,32$	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfui}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ -125,32 < 519,03$	vérifié (0, 24)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -125,32 < 558,13$	vérifié (0, 22)
$A_v = 11,88$	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 7,87$	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 161,12$	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$		$ 0,11 < 161,12$	vérifié (0, 00)

PLATINE INTERNE GAUCHE

$A_t = 23,75$	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 21,75$	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$		$0,82 > 0,80$	

Chapitre 7 Assemblage

W = 148,64 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
M _{c,Rd} = 34,93 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	M _{c,Rd} = W*f _{yp} /γM ₀
M ₀ ≤ M _{c,Rd}	-0,67 < 34,93	vérifié (0,02)
A = 23,75 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	A = 2*h _{pi} *t _{pi}
A _{net} = 19,75 [cm ²]	Aire de la section nette	A _{net} = A - n _v *d ₀ *t _{pi}
N _{pl,Rd} = 558,13 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	N _{pl,Rd} = A*f _y /γM ₀
N _{u,Rd} = 519,03 [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	N _{u,Rd} = 0.9*A _{net} *f _u /γM ₂
F _{Ed} = -109,48 [kN]		F _{Ed} = N _{Ed,pfle}
F _{Ed} ≤ N _{u,Rd}	-109,48 < 519,03	vérifié (0,21)
F _{Ed} ≤ N _{pl,Rd}	-109,48 < 558,13	vérifié (0,20)
A _v = 11,88 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	A _v = h _p *t _p
A _{v,net} = 7,87 [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	A _{v,net} = A _v - n _v *d ₀ *t _p
V _{pl,Rd} = 161,12 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	V _{pl,Rd} = (A _v *f _{yp})/(√3*γM ₀)
V ₀ ≤ V _{pl,Rd}	0,11 < 161,12	vérifié (0,00)






PLATINE EXTERNE GAUCHE

A _t = 30,00 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
A _{t,net} = 26,00 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
0.9*(A _{t,net} /A _t) ≥ (f _y *γM ₂)/(f _u *γM ₀)		0,78 < 0,80
W = 150,00 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
W _{net} = 123,24 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
M _{c,Rdnet} = 28,96 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	M _{c,Rdnet} = W _{net} *f _{yp} /γM ₀
M ₀ ≤ M _{c,Rdnet}	-0,67 < 28,96	vérifié (0,02)
A = 30,00 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	A = h _{pi} *t _{pi}
A _{net} = 26,00 [cm ²]	Aire de la section nette	A _{net} = A - n _v *d ₀ *t _{pi}
N _{pl,Rd} = 705,00 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	N _{pl,Rd} = A*f _y /γM ₀
N _{u,Rd} = 683,28 [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	N _{u,Rd} = 0.9*A _{net} *f _u /γM ₂
F _{Ed} = -136,38 [kN]		F _{Ed} = N _{Ed,pfi}
F _{Ed} ≤ N _{u,Rd}	-136,38 < 683,28	vérifié (0,20)
F _{Ed} ≤ N _{pl,Rd}	-136,38 < 705,00	vérifié (0,19)
A _v = 30,00 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	A _v = h _p *t _p
A _{v,net} = 26,00 [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	A _{v,net} = A _v - n _v *d ₀ *t _p
V _{pl,Rd} = 407,03 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	V _{pl,Rd} = (A _v *f _{yp})/(√3*γM ₀)
V ₀ ≤ V _{pl,Rd}	0,13 < 407,03	vérifié (0,00)

PAROI SUPERIEURE

Effort axial

Etat limite: ultime






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} = 60,00	-296,58	-	N_{Ed,pw} = -296,58
	A _{pfue} = 30,00	-148,29	-11,91	N_{Ed,pfue} = -160,20
	A _{pfui} = 23,75	-117,40	-7,92	N_{Ed,pfui} = -125,32
	A _{pfi} = 23,75	-117,40	7,92	N_{Ed,pfi} = -109,48
	A _{pfile} = 30,00	-148,29	11,91	N_{Ed,pfile} = -136,38

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfi} + A_{pfile})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Chapitre 7 Assemblage


Etat limite: service

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed,ser})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,ser,i}$ [kN]
	$A_{pw}= 60,00$	-296,58	-	$N_{Ed,ser,pw}= -296,58$
	$A_{pfue}= 30,00$	-148,29	-11,91	$N_{Ed,ser,pfue}= -160,20$
	$A_{pfui}= 23,75$	-117,40	-7,92	$N_{Ed,ser,pfui}= -125,32$
	$A_{pfii}= 23,75$	-117,40	7,92	$N_{Ed,ser,pfii}= -109,48$
	$A_{pfle}= 30,00$	-148,29	11,91	$N_{Ed,ser,pfle}= -136,38$





$$N_i = (N_{Ed,ser} * A_i) / (2 * A_{pw} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfii} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,ser,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed,ser})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]	$V_{z,Ed,ser,i}$ [kN]
	$A_{z,pw}= 60,00$	$V_{z,Ed,pw}= -7,88$	$V_{z,Ed,ser,pw}= -7,88$






Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]	$V_{y,Ed,ser,i}$ [kN]
	$A_{y,fupe}= 30,00$	$V_{y,Ed,fupe}= 0,03$	$V_{y,Ed,ser,fupe}= 0,03$
	$A_{y,fupi}= 23,75$	$V_{y,Ed,fupi}= 0,02$	$V_{y,Ed,ser,fupi}= 0,02$
	$A_{y,flpi}= 23,75$	$V_{y,Ed,flpi}= 0,02$	$V_{y,Ed,ser,flpi}= 0,02$
	$A_{y,flpe}= 30,00$	$V_{y,Ed,flpe}= 0,03$	$V_{y,Ed,ser,flpe}= 0,03$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfii} + A_{pfle})$$

$$V_{y,i,ser} = (V_{y,Ed,ser} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfii} + A_{pfle})$$



Moment fléchissant Y



Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i,ser}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,ser,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw}= 2000,00$	-0,53	$M_{y,Ed,pw}= -0,53$	-0,53	$M_{y,Ed,ser,pw}= -0,53$
	$I_{y,pfue}= 6752,50$	-1,79	-	-1,79	-
	$I_{y,pfui}= 3772,53$	-1,00	-	-1,00	-
	$I_{y,pfii}= 3772,53$	-1,00	-	-1,00	-
	$I_{y,pfle}= 6752,50$	-1,79	-	-1,79	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + 2 * I_{pfui} + 2 * I_{pfii} + I_{pfle})$$

$$M_{y,i,ser} = (M_{y,Ed,ser} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + 2 * I_{pfui} + 2 * I_{pfii} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]	$M_{z,i,ser}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue}= 2250,00$	$M_{z,Ed,pfue}= -0,68$	$M_{z,Ed,ser,pfue}= -0,68$
	$I_{z,pfui}= 2229,65$	$M_{z,Ed,pfui}= -0,67$	$M_{z,Ed,ser,pfui}= -0,67$

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]	$M_{z,i,ser}$ [kN*m]
	$I_{z,pfli} = 2229,65$	$M_{z,Ed,pfli} = -0,67$	$M_{z,Ed,ser,pfli} = -0,67$
	$I_{z,pfle} = 2250,00$	$M_{z,Ed,pfle} = -0,68$	$M_{z,Ed,ser,pfle} = -0,68$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfui} + 2 * I_{z,pfli} + I_{z,pfle})$$

$$M_{i,ser} = M_{z,Ed,ser} * I_{z,i} / (I_{z,pfue} + I_{z,pfui} + 2 * I_{z,pfli} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 244,2 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un } F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

$$F_{p,c} = 134,4 \text{ [kN]} \text{ Effort de compression dans le boulon } F_{p,c} = 0.7 * f_{ub} * A_s$$

$$F_{s,Rd,ser} = 64,51 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au glissement } F_{s,Rd,ser} = (k_s * m * \mu / \gamma_{M3,ser}) * F_{p,c}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,15 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,15 > 0,00 \text{ vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,67 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,67 > 0,00 \text{ vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 64,04 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,15 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,15 > 0,00 \text{ vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,67 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,67 > 0,00 \text{ vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 64,04 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,15 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,15 > 0,00 \text{ vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,67 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,67 > 0,00 \text{ vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 226,01 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,15 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,15 > 0,00 \text{ vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,67 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,67 > 0,00 \text{ vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 226,01 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$$e_9 = \text{[mm]} \text{ Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un } e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c - 1) * p_2)$$

$$- \text{[kN}^* \text{]} \text{ groupe de boulons } M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$$

$$M_y = 1,2 \text{ [m]} \text{ Moment fléchissant réel}$$

$$F_{x,N} = 32,95 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale } F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$$

$$\text{ sur la direction x } F_{z,Vz} = 0,8 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur } F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$$

$$\text{ la direction z}$$

Chapitre 7 Assemblage

$e_0 =$	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c - 1) * p_2)$
$F_{x,My} =$	$1,9 \left[\frac{1}{4} \right]$ Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} =$	$1,9 \left[\frac{1}{4} \right]$ Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	$34,89 \left[\frac{1}{89} \right]$ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} =$	$2,81 \left[\frac{1}{35} \right]$ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} =$	$35,00$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} =$	$64,04$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} =$	$64,04$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 34,89 < 64,04$	vérifié é
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 2,81 < 64,04$	vérifié é
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$35,00 < 244,29$	vérifié é

ETAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

e_0	[mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c - 1) * p_2)$
$M_y =$	$1,28$ [m] Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,ser,pw} + V_{z,Ed,ser,p} * e_0$
$F_{x,N} =$	$32,95$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pw} / n_b$
$F_{z,Vz} =$	$0,88$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,ser,pw} / n_b$
$F_{x,My} =$	$1,94$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} =$	$1,94$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed,ser} =$	$34,89$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed,ser} =$	$2,81$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed,ser} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed,ser} =$	$35,00$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{z,Ed,ser}^2}$
$F_{x,Rd} =$	$64,04$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{z,Rd} =$	$64,04$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{z,Rd} = \min(F_{z,bRd1}, F_{z,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$	$ 34,89 < 64,04$	vérifié é
$ F_{z,Ed,ser} \leq F_{z,Rd}$	$ 2,81 < 64,04$	vérifié é
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	$35,00 < 64,51$	vérifié é

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	244,29 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} =$	134,40 [kN] Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 * f_{ub} * A_s$
$F_{s,Rd,ser} =$	64,51 [kN] Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd,ser} = (k_s * m * \mu / \gamma_{M3,ser}) * F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Chapitre 7 Assemblage

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,67 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,67 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 122,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,15 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,15 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,83 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,83 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 131,84 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,67 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,67 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 175,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,15 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,15 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,83 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,83 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2y} = 188,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$$e_{9\%} = \text{ [mm]} \quad \text{Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons} \quad e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r - 1) \cdot p_1$$

$$M_z = 1,35 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} \cdot e_0$$

$$F_{x,N} = 47,48 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x} \quad F_{x,N} = |N_{Ed,pf}| / n_b$$

$$F_{y,Vy} = 0,01 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant } V_y \text{ sur la direction y} \quad F_{y,Vy} = |V_{y,Ed,pf}| / n_b$$

$$F_{x,Mz} = 1,87 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment } M_z \text{ sur la direction x} \quad F_{x,Mz} = |M_z| \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{y,Mz} = 1,03 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment } M_z \text{ sur la direction y} \quad F_{y,Mz} = |M_z| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 45,61 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$$

$$F_{y,Ed} = 1,04 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y} \quad F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$$

$$F_{Ed} = 45,63 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$$

$$F_{x,Rd} = 122,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$$

$$F_{y,Rd} = 131,84 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y} \quad F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{x,Rd} \quad | -45,61 | < 122,64 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

$$|F_{y,Ed}| \leq F_{y,Rd} \quad | 1,04 | < 131,84 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 45,63 < 244,29 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

ÉTAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_{9\bar{=}}$	[mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z =$	- [kN* 1,35 m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,ser,pf} + V_{y,Ed,ser,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} =$	47,4 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{0, \bar{0}y}$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{1, \bar{8}Mz}$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{1, \bar{0}yMz}$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{z,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed,se}$	-		
$r =$	45,6 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed,se}$	1,04 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed,ser} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$r =$	45,6		$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{y,Ed,ser}^2}$
$\bar{E}_{Ed,ser}$	3 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{x,Rd} =$	122,64 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} =$	131,84 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$		$ -45,61 < 122,64$	vérifié (0,00)
$ F_{y,Ed,ser} \leq F_{y,Rd}$		$ 1,04 < 131,84$	vérifié (0,00)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$		$45,63 < 64,51$	vérifié (0,71)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	244,29 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} =$	134,40 [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd,ser} =$	64,51 [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd,ser} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3,ser}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	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

$F_{b,Rd1x} =$	122,64 [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

$k_{1y} =$	2,15	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$		$2,15 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{by} =$	0,83	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$		$0,83 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1y} =$	131,84 [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 $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	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

$F_{b,Rd2x} =$	175,20 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------------	---	--

Chapitre 7 Assemblage

Direction y		
$k_{1y} = 2,15$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,15 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_z/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 188,34$ [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

$9\bar{e} =$	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$
$M_z = 1,35$ [kN* m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$
$F_{x,N} = 41,08$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 0,01$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 1,87$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 1,03$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 39,22$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 1,04$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 39,23$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 122,64$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 131,84$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -39,22 < 122,64$	vérifié (0,32)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,04 < 131,84$	vérifié (0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$39,23 < 244,29$	vérifié (0,16)

ETAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_9 =$	[mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$
$M_z = 1,35$ [kN* m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,ser,pf} + V_{y,Ed,ser,pf} * e_0$
$F_{x,N} = 41,08$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 0,01$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 1,87$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 1,03$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed,ser} = 39,22$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed,ser} = 1,04$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed,ser} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$

Chapitre 7 Assemblage

cisaillement des boulons

$e_0 =$	95 [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons		$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$\underline{E}_{Ed,ser}$	39,2 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{y,Ed,ser}^2}$
$F_{x,Rd}$	122, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd}$	131, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y		$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
	84		
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$	$ -39,22 < 122,64$	vérifié	(0,00)
$ F_{y,Ed,ser} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,04 < 131,84$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	$39,23 < 64,51$	vérifié	(0,61)

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		12,75	8,50	-7,88 (*1)	297,09 (*)	0,03	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$


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		15,75	15,00	-3,94 (*1)	432,69 (*)	0,01	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{zEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$


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		17,00	10,00	0,05 (*1)	376,65 (*)	0,00	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

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		17,00	10,00	0,05 (*1)	376,65 (*)	0,00	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t =$	45,13 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute
$A_{t,net} =$	39,53 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,79 < 0,80$	
$W =$	1259,55 [cm ³]	Facteur élastique de la section
$W_{net} =$	1259,55 [cm ³]	Facteur élastique de la section
$M_{c,Rdnet} =$	295,99 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -6,10 < 295,99$	vérifié
		$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$ (0,02)

Chapitre 7 Assemblage

$A = 112,53$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 96,23$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 2644,45$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 2528,92$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -827,96$ [kN]		$A = h_{pi} * t_{pi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -827,96 < 2528,92$	vérifié (0,33)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -827,96 < 2644,45$	vérifié (0,31)
$A_v = 24,65$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 19,55$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 334,44$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -7,88 < 334,44$	vérifié (0,02)

ÉCLISSE D'AME

$A_t = 30,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 21,00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,63 < 0,80$	
$W = 100,00$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 81,55$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 19,16$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -0,64 < 19,16$	vérifié (0,03)
$A = 30,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 21,00$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 705,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 551,88$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -148,29$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -148,29 < 551,88$	vérifié (0,27)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -148,29 < 705,00$	vérifié (0,21)
$A_v = 30,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 21,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 407,03$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -3,94 < 407,03$	vérifié (0,01)

PLATINE EXTERNE DROITE

$A_t = 30,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 26,00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,78 < 0,80$	
$W = 150,00$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 123,24$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 28,96$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -0,68 < 28,96$	vérifié (0,02)
$A = 30,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 26,00$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 705,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 683,28$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -160,20$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -160,20 < 683,28$	vérifié (0,23)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -160,20 < 705,00$	vérifié (0,23)
$A_v = 30,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 26,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 407,03$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,03 < 407,03$	vérifié (0,00)

PLATINE INTERNE DROITE

$A_t = 23,75$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute
$A_{t,net} = 21,75$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction

Chapitre 7 Assemblage

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		0,82 > 0,80	
$W = 148,64$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rd} = 34,93$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rd} = W \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$		-0,67 < 34,93	vérifié (0,02)
$A = 23,75$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		$A = 2 \cdot h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 19,75$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 558,13$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 519,03$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -125,32$ [kN]			$F_{Ed} = N_{Ed,pl,fi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$		-125,32 < 519,03	vérifié (0,24)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$		-125,32 < 558,13	vérifié (0,22)
$A_v = 11,88$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} = 7,87$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} = 161,12$ [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}$		0,02 < 161,12	vérifié (0,00)

PLATINE INTERNE GAUCHE

$A_t = 23,75$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 21,75$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		0,82 > 0,80	
$W = 148,64$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rd} = 34,93$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rd} = W \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$		-0,67 < 34,93	vérifié (0,02)
$A = 23,75$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		$A = 2 \cdot h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 19,75$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 558,13$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 519,03$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -109,48$ [kN]			$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$		-109,48 < 519,03	vérifié (0,21)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$		-109,48 < 558,13	vérifié (0,20)
$A_v = 11,88$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} = 7,87$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} = 161,12$ [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}$		0,02 < 161,12	vérifié (0,00)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t = 30,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 26,00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		0,78 < 0,80	
$W = 150,00$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 123,24$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rd,net} = 28,96$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rd,net} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd,net}$		-0,68 < 28,96	vérifié (0,02)
$A = 30,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 26,00$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 705,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 683,28$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -136,38$ [kN]			$F_{Ed} = N_{Ed,pfii}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$		-136,38 < 683,28	vérifié (0,20)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$		-136,38 < 705,00	vérifié (0,19)
$A_v = 30,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} = 26,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} = 407,03$ [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}$		0,03 < 407,03	vérifié (0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,71

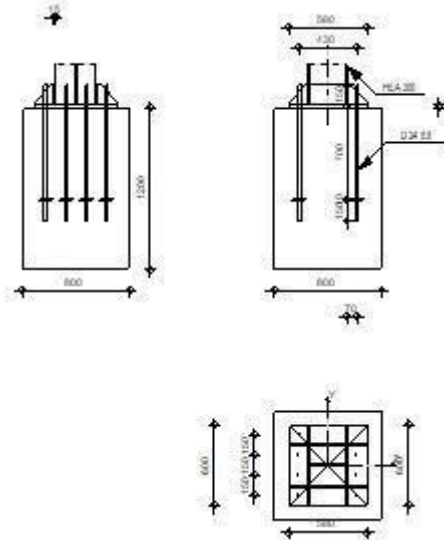
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,73



GENERAL

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 15
 Barres de la structure: 8

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 8
 L_c = 10,00 [m] Longueur du poteau
 α = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_c = 290 [mm] Hauteur de la section du poteau
 b_{fc} = 300 [mm] Largeur de la section du poteau
 t_{wc} = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 t_{fc} = 14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 r_c = 27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 A_c = 112,53 [cm²] Aire de la section du poteau
 I_{yc} = 18263,50 [cm⁴] 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

$l_{pd} =$	580	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ypd} =$	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 =	8.8	Classe de tiges d'ancrage	
$f_{yb} =$	550,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	3,53	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	4,52	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons	
$n_V =$	4	Nombre de rangées des boulons	

Ecartement $e_{Hi} = 430$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 150; 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	150	[mm]
$L_2 =$	700	[mm]
$L_3 =$	150	[mm]

Plaque d'ancrage

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E24		
$f_y =$	235,00	[MPa]	Résistance

Platine

$l_{wd} =$	0	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	0	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	0	[mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s =$	580	[mm]	Longueur
$w_s =$	600	[mm]	Largeur
$h_s =$	150	[mm]	Hauteur
$t_s =$	15	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	800	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	800	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1200	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe Utilisateur

$f_{ck} = 352,50$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [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

$a_p = 7$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 7$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 7: ELU (1+2) * 1.35 + 3 * 1.50

$N_{j,Ed} = -1178,20$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,00$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -3,62$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 3,68$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 212,46$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$

$c = 15$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 44$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 330$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 146,55$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 1064,65$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$

$F_{rd,u} = 9282,42$ [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)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 422,27$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1072,82$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 386,63$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 371,79$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 45301,86$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 16326,27$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 15699,52$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 2,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 5020,02$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 1179,70$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 329$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y} = 3585,48$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 5143,42$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 1208,70$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 363$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

Chapitre 7 Assemblage

$F_{c,fc,Rd,z} = 3327,07$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd} = 45301,86$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y} = 3585,48$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z} = 3327,07$ [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)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
$e_y = 3$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 165$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 215$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 21,98$ [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)	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)
$e_z = 0$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 182$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 225$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 0,02$ [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)	$0,18 < 1,00$	vérifié	(0,18)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,34 < 1,00$	vérifié	(0,34)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,96$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,96$ 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]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y} = 421,15$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,96$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,96$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z} = 421,15$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 4,52$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd} = 79,62$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 1178,20$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 353,46$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 990,42$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$

Chapitre 7 Assemblage

$V_{j,Rd,z} = 990,42$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	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

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 9,72$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 134,10$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 33$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 1786,06$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 4,19$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 77,47$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 59,60$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 103,32$ [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)		$0,44 < 1,00$	vérifié (0,44)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 8,43$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 124,85$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 33$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 1774,29$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 3,91$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 67,34$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 55,49$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 96,19$ [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)		$0,41 < 1,00$	vérifié (0,41)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 17,57$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 17,57$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} = -0,18$ [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)		$0,07 < 1,00$	vérifié (0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{z\parallel}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0,10 < 1,00$	vérifié (0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\parallel}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0,10 < 1,00$	vérifié (0,10)

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 127,72$ [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)		$0,64 < 1,00$	vérifié (0,64)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 113,51$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 113,51$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 59,45$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 249,28$ [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)		$0,73 < 1,00$	vérifié (0,73)

SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	46,71	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	46,71	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	81,22	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	168,87	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)				0,49 < 1,00 vérifié (0,49)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	46,71	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	46,71	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	75,34	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	160,48	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)				0,47 < 1,00 vérifié (0,47)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	44	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	330	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	95	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	362	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	67	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	8	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	229	[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]
$\lambda_{0,y} =$	0,84		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	1079246,91	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	115060,05	[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 $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	151	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	362	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	67	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	8	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	229	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,42		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	2095775,45	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	39750,23	[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)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,73

Chapitre 8 Fondation

8-1 Introduction :

les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure , elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage , puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques . soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux ».

Avant de choisir le type du fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- ♠ Les caractéristiques du sol support.
- ♠ Type d'ouvrage à construire.
- ♠ La nature et l'homogénéité du sol.
- ♠ La capacité portante du terrain de fondation.
- ♠ La charge totale transmise au sol.
- ♠ L'aspect économique.
- ♠ La facilité de réalisation.

8-2 Choix de type de fondation :

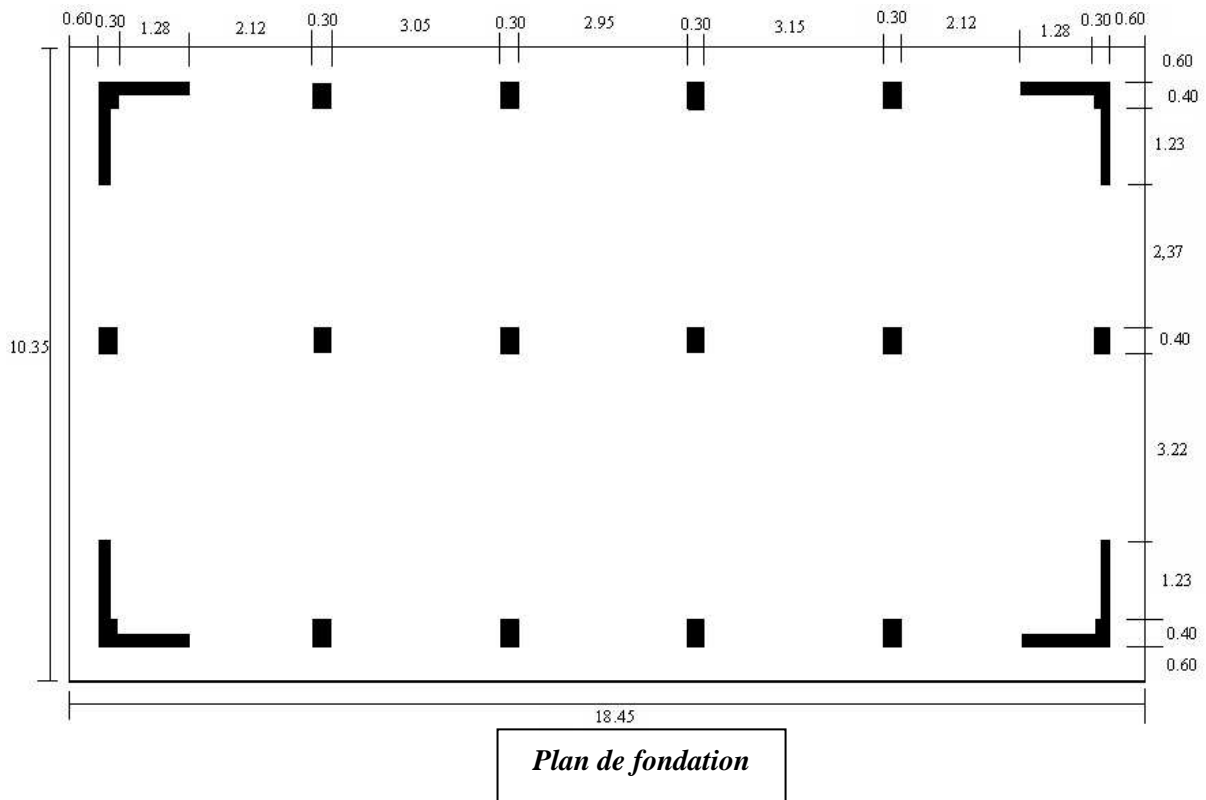
Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,6 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ♠ Semelle filante.
- ♠ Radier évidé.
- ♠ Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

-Dimensionnement des semelles sous poteaux :



⊕ D’après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =1,6 bars), sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution ;pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50%de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

On a :

$$\sigma_{sol} = 1.6bar$$

Profondeur de : 2m

On suppose une variation trapézoïdale des contraintes à fin de réaliser l’équilibre statique de la semelle.

Prenant la combinaison : G + Q

Le règlement BAEL91 préconise : $\sigma (B / 4) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

On à : $\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} .y \leq \sigma_{sol} \dots\dots\dots(1)$

$$\begin{cases} \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{30}{40} = \frac{3}{4} \Rightarrow A = \frac{3}{4} \cdot B \\ I = \frac{A \cdot B^3}{12} = \frac{3}{4} \cdot \frac{B^3}{12} = \frac{B^4}{16} \\ y = \frac{A}{4} \end{cases}$$

$$(1) \Rightarrow \frac{N}{A \cdot \frac{3}{4}} + \frac{M}{\frac{4A}{3} \cdot \frac{3}{4}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

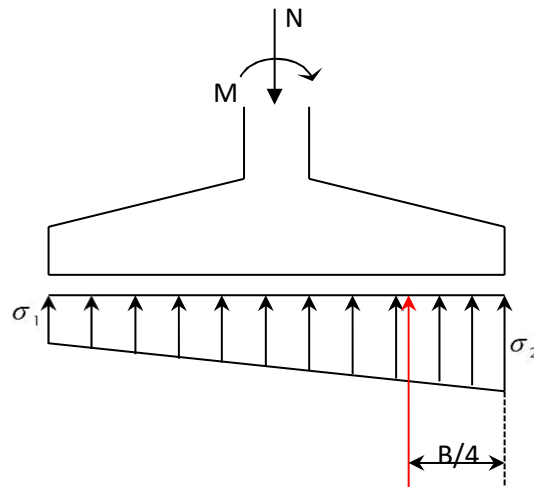
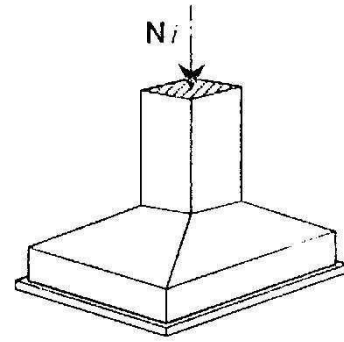
$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{3N}{4A^2} + \frac{27M}{16A^3} &\leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \Rightarrow \sigma_{sol} \cdot A^3 - \frac{27}{16} M - \frac{3N}{4} A &\geq 0 \end{aligned}$$

« Équation du 3eme degré »

$$A^3 + p \cdot A + q = 0$$

Avec : $p = -3N/4 \cdot \bar{\sigma}_{sol}$

$$q = -27M/16 \bar{\sigma}_{sol}$$



La surface totales des semelles :

$$S^* = 92,826 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment :

$$S = 17,75 \times 9,15 = 162,41 \text{ m}^2$$

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :

$$R = S_s / S_b = 92,826 / 162,41 = 0,572 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R=57,2 \%}$$

Vérification de chevauchement:

$$S_s / S_b > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager un radier générale comme fondation.

8-3 Calcul du radier :

ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- ▶ L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- ▶ La réduction des tassements différentiels.
- ▶ Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ▶ La facilité d'exécution.

8-3-1 Prédimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature.

Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

▪ **La surface du radier :**

L'emprise totale du bâtiment est de : 162,41 m²

La surface de bâtiment est supérieure à la surface nécessaire de radier ; Alors on prend un débord de 60cm sur le périmètre du bâtiment.

Donc : la surface du radier étant égale à :

$$S_r = 17,80 \times 10,40 = \mathbf{185,12 \text{ m}^2}$$

□ **La surface minimale du radier :**

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{14844,123}{1,6 \times 100} = 92,776 \text{ m}^2$$

$$S_r = 170,645 \text{ m}^2 \geq 92,776 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **épaisseur du radier :**

Condition forfaitaire (Condition de coffrage):

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10}$$

avec : L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_r : épaisseur du radier.

D'où : $h_r \geq 485/10 = 48,5 \text{ cm}$; alors : **ht ≥ 48,5 cm**

Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28}$$

$$V_u = q \frac{l}{2}$$

Avec $q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}} = \frac{21247,96}{170,645} \Rightarrow q = 124,52 \text{ KN / ml}$

Donc : \underline{V}

$$u = \frac{q \times L_{\max}}{bd} \leq 0.05 f_{c28}$$

$$bd \quad b \times 0.9h$$

A.N : $h \geq \frac{124,52 \times 4,425}{0,05 \cdot 1,0 \cdot 9,25 \cdot 10^3} = 0,49 \text{ m}$

Soit : $h_r = 50 \text{ cm}$

condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux portique parallèles :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m) .

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb} \quad , \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^2}}$

$L_{\max} = 4,85 \text{ m}$, $E = 32164 \text{ MPa}$, $K=40 \text{ MN/m}^3$ (sol moyen)

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.8)^2}{32164 \times \pi^2}} \Rightarrow \mathbf{h \geq 0,52 \text{ m}}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = \max (48,5\text{cm} ; 52 \text{ cm})$ On prend : **$h_r = 55 \text{ cm}$** .

[**Le poids du radier :**

$$P_r = S \times h_r \times \gamma_b = 185,12 \times 0,55 \times 25 \Rightarrow P_r = 2545,4 \text{ KN204}$$

- **Centre de gravité du radier :**

$$X = \sum S_i \cdot X_i = 8,725m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{S_i} = 4,425m$$

$$X_G = 8,725 m$$

$$Y_G = 4,425 m$$

▪ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_x = L_x \cdot (L_y)^3 / 12 = 1752,698 m^4$$

$$I_y = L_y \cdot (L_x)^3 / 12 = 5869,306 m^4$$

□ **Centre de torsion :**

$$X_t = \frac{\sum N_i \cdot x_i}{\sum N_i} = \frac{127882,12}{14844,123} = 8,615m$$

$$Y_t = \frac{\sum N_i \cdot y_i}{\sum N_i} = \frac{64794,597}{14844,123} = 4,365m$$

▪ **Excentricité de la résultante des forces par rapport au C.D.G :**

$$e_x = X_g - X_t = 8,725 - 8,615 = 0,11 m$$

$$e_y = Y_g - Y_t = 4,425 - 4,365 = 0,06 m$$

8-3-1-1 Pré dimensionnement de la nervure :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$h_1 \geq L_{max} / 10 = 6 / 10 = 0.6 m$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{AEI}{K_b}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier

$$\text{avec : } I = \frac{b \times h^3}{12} ; E = 3.21 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 ; K = 4000 \text{ t/m}^2$$

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}K}{E\pi^4}} = 0.92 m$$

On prend : h = 1 m

Dimensions de la nervure :

La nervure est rigide si

$$\left(\frac{\pi}{2} \cdot l_e + a\right) \geq (\text{entre axe poteau}) \text{ c\`ad } \frac{\pi}{2} \cdot l_e \geq \text{longueur trav\`ee}$$

$$\text{Avec } l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b_{SF}}} ;$$

$$I = b_N \cdot h_N^3 / 12 ; b_N = 0,40 \text{ m} ; E = 20000 \text{ MPa} ; b_{SF} = 1,20 \text{ m} ; k = 40 \text{ MPa/m}$$

$$\text{Et } l = \text{longueur trav\`ee} \rightarrow \text{la relation } \frac{\pi}{2} \cdot l_e \geq l \text{ devient } h_N \geq (48 \cdot k \cdot b_{SF} \cdot l^4 / (E \cdot b_N \cdot \pi^4))^{1/3}$$

Pour la grande trav\`ee ($l=4,30\text{m}$) ; $h_N \geq 1,004 \text{ m} \rightarrow$ **choix $h_N=1,05\text{m}$**

V\`erification de la portance du sol avec le poids exact de la semelle et des nervures :

$$G^{\text{tot}} = 1470 + 25 \times 10,3 [(1,20 \times 0,25) + (0,4 \times 0,80)] = 1630 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = (1630 + 215) / (1,20 \times 10,3) = 0,149 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} \text{ OK}$$

FERRAILLAGE DES NERVURES A L'ELU :

$$q = q^{\text{ELU}} = \frac{1,35 G^{\text{tot}} + 1,5 Q^{\text{tot}}}{L_{SF}} = \frac{(1,35 \times 1617) + (1,5 \times 215)}{10,3} = 243,2 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Ferrailage longitudinal : } M_0 = q \frac{l^2}{8} ; \text{ en trav\`ee ; } M_t = 8,5 M_0 ; \text{ sur appui ; } M_a = 0,50 M_0$$

$$\text{Ferrailage transversal : } \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{\text{ELU}}}{0,9 \times d \times \alpha_s} \quad (\text{avec } T^{\text{ELU}} = q \frac{l}{2} \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s})$$

grande trav\`ee ($l=4,30\text{m}$,Nervure 40×105) :

$$M_0 = 562 \text{ KNm} ; M_t = 478 \text{ KNm} ; M_a = 281 \text{ KNm} ; T^{\text{ELU}} = 523 \text{ KN} ; d = 100 \text{ cm}$$

$$\text{trav\`ee (armatures sup\`erieures) : } \alpha = 0,11 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 95,6 \text{ cm} ; \text{ CNF : } A_s \geq 4,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{appui (armatures inf\`erieures) : } \alpha = 0,06 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 97,6 \text{ cm} ; \text{ CNF : } A_s \geq 4,83 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 8,83 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choix } 6T16 (12,06 \text{ cm}^2)$$

$$\% \text{ total armatures longitudinales} = (16,08 + 12,06) / (40 \times 105) = 0,67\% ; \text{ acceptable.}$$

$$\text{ferrailage transversal avec } S_t = 15 \text{ cm} ; T^{\text{ELU}} = 523 \text{ KN et } f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow A_t \geq 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{choix } 4T10 (3,14 \text{ cm}^2) \text{ c\`ad } 2 \text{ cadres } T10 , e=15$$

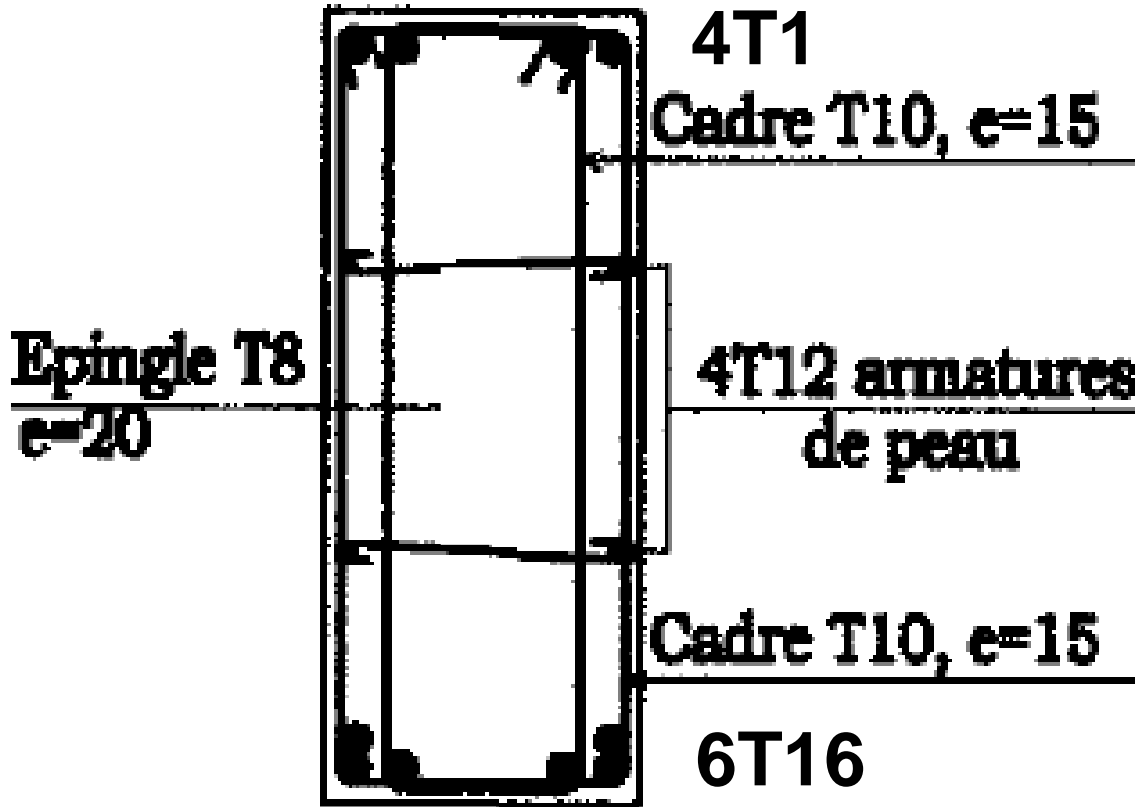


Figure 32 : Ferrailage de la nervure

8-3-2 Les verifications :

a) Vérification vis-à-vis des charges verticales :(G+Q)

$$\sum N_i = 155311,21 \text{ KN}$$

$$P_r = 2696,819 \text{ KN}$$

$$N_{tot} = \sum N_i + P_r = 18228,03 \text{ KN}$$

$$M_{x0} = 22141,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{y0} = 27348,13 \text{ KN.m}$$

$$M_x = N_{tot} \cdot e_y + M_{x0} = 23235,08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = N_{tot} \cdot e_x + M_{y0} = 29353,21 \text{ KN.m}$$

□ **Sens X-X :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y} \right) \cdot X_g = \frac{18228,03}{185,12} + \frac{29353,21}{5869,31} \cdot 8,725 = 142,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y} \right) \cdot X_g = 49,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 118,91 \text{ KN / m}^2 \leq \sigma_s = 160 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

[**Sens Y-Y :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right).y = \frac{18228,03}{185,12} + \frac{23235,08}{1752,70} .4,425 = 157,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X = 34,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 126,43 \text{ KN / m}^2 \leq \sigma_s = 160 \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : le radier est stable vis-à-vis des charges verticales

b) Stabilité du radier vis-à-vis de renversement :(G+Q+E)

D'après le RPA 99 le radier reste stable si :

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_s$$

$$\sum N_i = 15541,13 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i + 2696,819 = 18237,949 \text{ KN.m}$$

$$M_{x0} = 25585,50 \text{ KN.m} ; M_{y0} = 34119,92 \text{ KN.m}$$

$$M_x = N.e_x + M_{x0} = 27591,674 \text{ KN.m} ; M_y = N.e_y + M_{y0} = 35052,368 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

• **Sens X-X :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X = \frac{18237,95}{185,12} + \frac{27591,674}{5869,31} .8,725 = 139,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_x}{I_x}\right).Y = 51,94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 117,6 \text{ KN / m}^2 \leq \sigma_s = 160 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

[**Sens Y-Y :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x}\right).y = \frac{18237,95}{185,12} + \frac{35052,368}{1752,70} .4,425 = 187,02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y}\right).X = 4,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 141,39 \text{ KN / m}^2 \leq \sigma_s = 160 \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : *pas de risque de renversement.*

c) Stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement (0.8G + E) :

$$\sum N_i = 10937,13 \text{ KN}$$

$$M_{x0} = 12533,32 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y0} = 10432,72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N = \sum N_i + 2696,819 = 13633,82 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_x = N \cdot e_x + M_{x0} = 14033,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = N \cdot e_y + M_{y0} = 11250,72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul des contraintes :

• **Sens X-X :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y} \right) \cdot X_g = \frac{13633,82}{185,12} + \frac{11250,72}{5869,31} \cdot 8,725 = 90,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y} \right) \cdot X_g = 52,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 80,94 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_s = 160 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

□ **Sens Y-Y :**

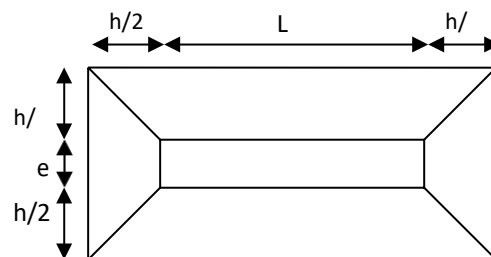
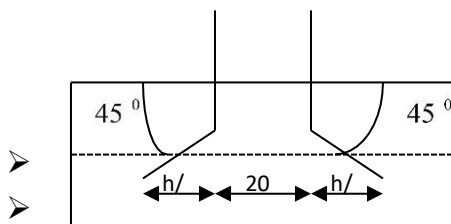
$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x} \right) \cdot y_g = \frac{13633,82}{185,12} + \frac{14033,04}{1752,70} \cdot 4,425 = 109,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_x}{I_x} \right) \cdot y_g = 34,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 90,33 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_s = 160 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

Donc : *pas de risque de soulèvement.*

a) Stabilité du radier au poinçonnement (1.35G + 1.5Q) :



On à le poteau le plus sollicité

$$N_u = 1455,5 \text{ KN}$$

On doit vérifier que : $(N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}) \dots\dots\dots$ BAEL91

μ_c : Le périmètre de la surface d'impact avec le sol.

$$\text{On à : } a=30\text{cm} \Rightarrow a'= a+h_0 = 30+55 = 85 \text{ cm}$$

$$b= 40\text{cm} \Rightarrow b'= b+h_0 = 40+55 = 95 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 3.6 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \cdot 3,6 \cdot 0,55 \cdot 25 \cdot 10^3 / 1,5 = \mathbf{1485 \text{ KN}}$$

$$\text{Alors : } N_u = 1455,5 \text{ KN} < 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Et on a le voile le plus sollicité est :

$$N_u = 693,247 \text{ KN}$$

Par mètre linéaire on a :

$$N_u = 693,247 / 1,43 = 484,788 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } N_u = 484,788 \text{ KN/ml} < 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1485 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : *il n'y a pas de risque de poinçonnement.*

e) Verification de la raideur de radier :

On peut considérer la répartition des contraintes comme uniforme sous radier ; que si la condition de raideur est vérifiée :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

L_e : la longueur élastique.

$$I = b.h^3/12 = 1.(0.55)^3/12 = 1.386.10^{-2} \text{ m}^4$$

K : raideur du sol ; pour un sol moyen on a : $K=4$

$$E = 3.22.10^7 \text{ KN/m}^2 = 3.22.10^4 \text{ MPA}$$

$$L_e = (4.3,22.10^4 \cdot 1,386.10^6)^{1/4} / 4$$

$$L_e = 4,596 \text{ m} \Rightarrow (\pi/2) L_e = 7.21 \text{ m}$$

Et on a : $L_{max} = 4,85 \text{ m}$.

Donc : $(\pi/2) L_e = 7.21 \text{ m} > L_{max} = 4,85 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc la hauteur du radier $h_t = 55 \text{ cm}$ est dans les normes.

Le radier est rigide et la répartition des contraintes est linéaire.

f) Condition de résistance au cisaillement :

D'après les règles de B.A.E.L 91 :

$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPA})$$

$$b_0 = 1.00 \text{ m} ; V_u = q_u \cdot L_{max} / 2 ; L_{max} = 4,85 \text{ m}$$

$$q_u = N_u / S_{rad} ; N_u = N = 21247,96 \text{ KN} ; S_{rad} = 170,645 \text{ m}^2$$

$$q_u = 124,52 \text{ KN/ m}^2$$

$$V_u = 301,95 \text{ KN / ml} \Rightarrow \tau_u = 0,610 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

8-4 Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé est émergés en eau douce.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol.

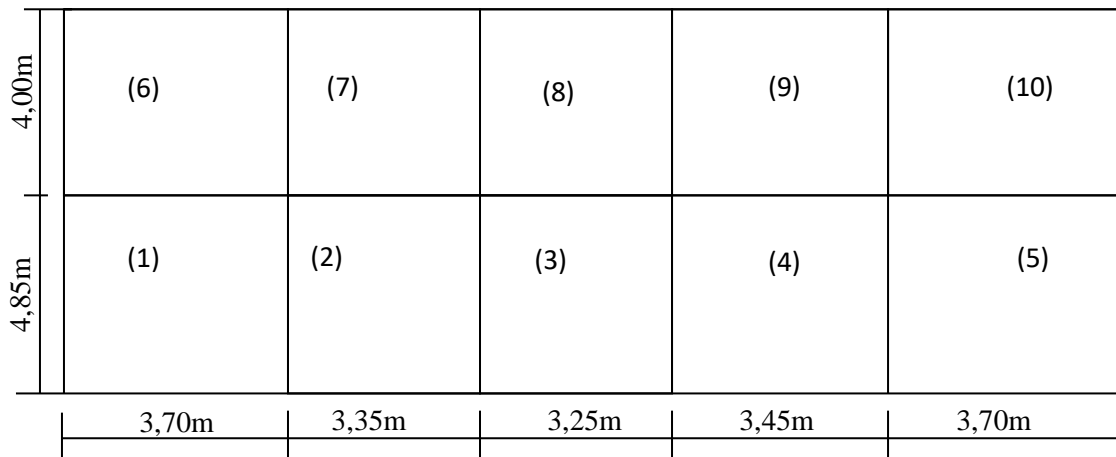


Figure 33 : « les panneaux des fondations »

On prend le panneau du radier le plus sollicité avec la contrainte moyenne du radier sous la combinaison (1.35G+1.5Q)

Soit le panneau « N° 01 »

$$L_x = 3,70 \text{ m}$$

$$L_y = 4,85 \text{ m}$$

Calcul des contraintes:

ELU :

$$\sum N_i = 21247,959 \text{ KN}$$

$$P_r = 2696,819 \text{ KN}$$

$$N_{tot} = \sum N_i + P_r = 23944,78 \text{ KN}$$

$$M_{x0} = 60342,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{y0} = 71543,83 \text{ KN.m}$$

$$M_x = N_{tot} \cdot e_y + M_{x0} = 61779,088 \text{ KN.m}$$

$$M_y = N_{tot} \cdot e_x + M_{y0} = 74177,756 \text{ KN.m}$$

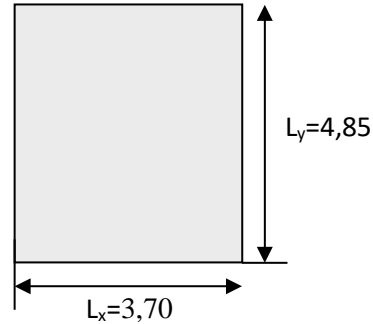


Figure 34 : « le panneau le plus sollicité »

□ **Sens X-X :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_y}{I_y} \right) \cdot X_g = \frac{23944,78}{185,12} + \frac{74177,756}{5869,31} \cdot 0,725 = 239,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y}{I_y} \right) \cdot X_g = 11,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 182,67 \text{ KN / m}^2$$

□ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \left(\frac{M_x}{I_x} \right) \cdot y_g = \frac{23944,78}{185,12} + \frac{61779,088}{1752,70} \cdot 4,425 = 285,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_x}{I_x} \right) \cdot y_g = 33,89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 222,46 \text{ KN / m}^2$$

On prend la plus grande valeur de contrainte: $\sigma_{max} = 222,46 \text{ KN/m}^2$

ELS :

□ **Sens X-X :**

$$\sigma_{moy} = 114,86 \text{ KN/m}^2$$

□ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{moy} = 122,36 \text{ KN / m}^2$$

On prend la plus grande valeur de contrainte: $\sigma_{max} = 122,36 \text{ KN/m}^2$

Calcul des moments :

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISON et de rapport : $\rho = L_x / L_y$.

Si: $0 < \rho < 0,4$ La dalle porte dans un seul sens

$$M_x = q L^2_x / 8$$

$$M_y = 0$$

Si: $0,4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens

$$M_x = \mu_x \sigma_x L^2_x \quad \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)}$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad \mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis. D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5.M_x$; $M_{ay} = 0,5.M_y$)

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85.M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0,3.M_x$; $M_{ty} = 0,3.M_y$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + (M_{ad} + M_{ag}) / 2 \geq 1,25 M_0$$

- Ferrailage longitudinal : le ferrailage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.
- Ferrailage transversal : les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :
- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

- $V_u \leq 0.05f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

Les résultats sont donnés sous forme de tableau.

Calcul :

$$P = L_x/L_y = 3,70/4,85 = 0,76$$

$$M_x = \mu_x \cdot \bar{\sigma}_{moy} \cdot (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

E.L.U: v =0

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,76^3)} \Rightarrow \mu_x = 0,061$$

$$\mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho) = 0,71^3 (1,9 - 0,9 \cdot 0,71) \Rightarrow \mu_y = 0,54$$

Sens x-x : « *panneau intermédiaire* »

$$M_x = \mu_x \cdot \bar{\sigma}_{moy} \cdot (L_x)^2 = 0,061 \times 222,46 \times (3,70)^2 \Rightarrow M_x = 185,77 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 154,054 \text{ KNm}$$

$$M_{ax \text{ int}} = 0,50M_x = 90,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{axriv} = 0,30M_x = 54,372 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 97,87 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{ty} = 0,85M_y = 83,19 \text{ KNm}$$

$$M_{ayint} = 0,50M_y = 48,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ayrive} = 0,30M_y = 29,36 \text{ KN.m}$$

Calcul des sections d'armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma} \qquad \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \qquad Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \qquad A_{s \text{ min}} = \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Le calcul se fait pour une bande de « b=1m ».

Section minimale :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 6,038 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal :

Et travée :

$$S_t \leq \min(3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Sur appui:

$$S_t \leq \min(3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Section minimale :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 6,038 \text{ cm}^2$$

Panneau (01)	sens x- x			sens y-y		
	travée	Appui rive	appui intr	Travée	appui rive	appui intr
M_u (KN /ml)	154,054	54,37	90,62	83,19	29,36	48,94
b(m)	1	1	1	1	1	1
d(m)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
As(cm²/ml)	9,03	3,15	5,28	4,84	1,70	2,83
As_{min}(cm²/ml)	6,038	6,038	6,038	6,038	6,038	6,038
choix des barres/ml	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16
As_{corr}(cm²/ml)	9,24	9,24	9,24	9,24	9,24	9,24
Espacement (cm)	16	16	16	16	16	16

❖ On prend le même ferrailage dans les deux sens.

Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

-la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{222,46 \cdot (3,7)^2}{2} = 1522,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1522,74 \cdot 10^{-3}}{1,0,55} = 2,77 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 2,34 \text{ MPA} \quad \tau_{\bar{u}} = 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

Vérification à l'E.L.S :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot \frac{y}{I}$$

y : position de l'axe neutre donnée par l'équation :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 A_s \cdot d = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 231 \cdot y - 11550 = 0$$

$$\Delta = (231)^2 + 4 \cdot 100 \cdot 11550 = 4673361 > 0$$

$$\Rightarrow y = 9,65 \text{ cm}$$

I : Le moment d'inertie donné par :

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = 217965,468 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = ?$$

Calcul les moments:(E.L.S)

E.L.S: v = 0.2

$$\mu_x = 0,072$$

$$\mu_y = 0,61$$

Sens x-x : « panneau intermédiaire »

$$M_x = \mu_x \cdot \bar{\sigma}_{moy} \cdot (Lx)^2 = 0,072 \times 122,36 \times (3,7)^2 \Rightarrow M_x = 120,61 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 102,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax \text{ int}} = 0,50 M_x = 60,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{axriv} = 0,30 M_x = 36,18 \text{ KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 73,566 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{ty} = 0.85M_y = 62,53 \text{ KNm}$$

$$M_{ayint} = 0.50M_y = 36,785 \text{ KN.m}$$

$$M_{ayrive} = 0.30M_y = 22,071 \text{ KN.m}$$

Donc: **$M_{ser} = 102,52 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot \frac{y}{I} = 4,54 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 4,54 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

État limite d'ouverture des fissures :

-fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$: pour les rondes lisses

$\eta=1,6$: pour les hauts adhérences.

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 28}) = 201,63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 M_{ser} (d - y) / I = 284,81 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 284,81 \text{ MPA} \phi \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA} \dots\dots\dots CNV$$

Alors on calcul la section d'armature avec la contrainte $\bar{\sigma}_s$:

$$\alpha = \eta \cdot \sigma_b / (\eta \cdot \sigma_b + \bar{\sigma}_s) = 0,527$$

$$y = \alpha \cdot d = 0,264 \text{ m}$$

$$Z = d \cdot (1 - \alpha / 3) = 0,413 \text{ m}$$

Moment résistant M_r :

$$M_r = b \cdot y \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_b / 2 = 812,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} \pi M_r \Rightarrow M_{ser} = 102,52 \text{ KN.m} \pi M_r = 812,68 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow La section est simplement armée.

Tableau de calcul :

section	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	A_{min}	$A_{adopté}$
travée	102,52	100	50	5,99	6,038	4T14=6,16

Section minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 6,038 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T12= 6,79 cm²

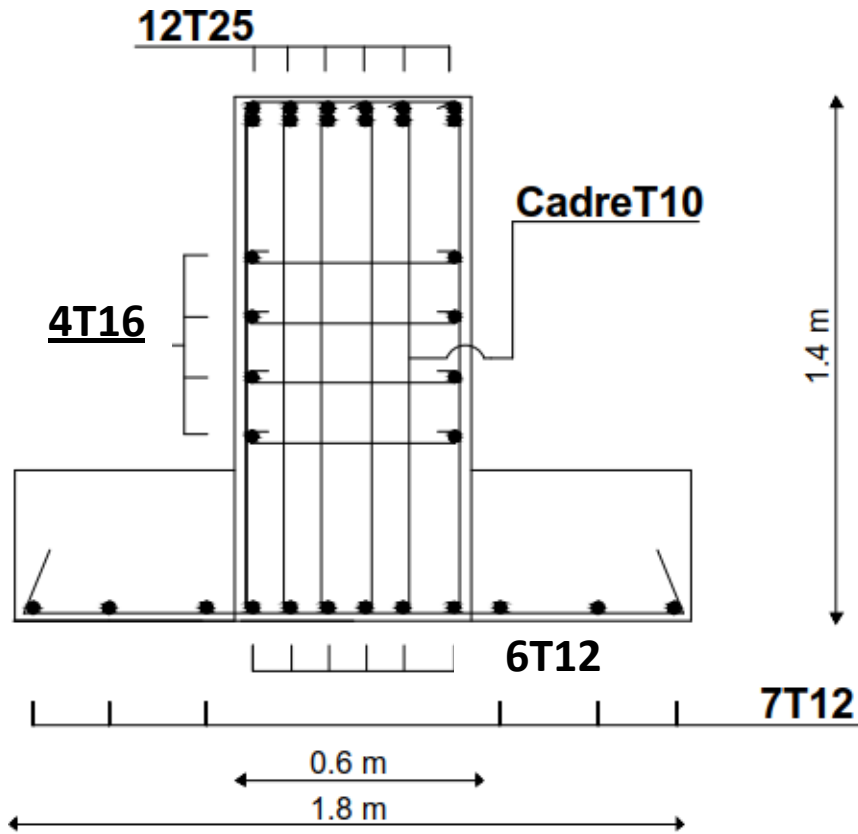


Figure 35 : Ferrailage en travée et appuis

CONCLUSION

Conclusion :

Notre mémoire est étude d'un bâtiment en charpente métallique de R+8+Sous sol à usage d'habitation à Alger.

La construction en charpente métallique commence à être exploitée récemment, le projet que nous avons effectué nous a permis de mieux cerner les aspects d'une telle construction, avoir une approche réelle des dispositions constructives, notamment la notion d'ossature muni d'un ascenseur.

Le bâtiment est un R+8+Sous sol, ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes. Une vérification de la neige et du vent est donc établit. Un effet vibratoire produit par le vent combiné aux actions sismiques peut s'avérer catastrophique pour une telle structure, de ce fait on a vérifié la résistance de la structure à tous ces phénomènes.

Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

Références bibliographiques

- DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- RNV2013 : Règlement neige et vent 2013.
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- EC4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- CBA93 : Règlement de conception et de calcul des structure en béton arme
- CCM97 : Règles de construction et de calcul des structure en acier
- EC3 : Calcul des structures en acier.