

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة -البليدة 1-
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Construction métalliques et mixtes

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+8 ETAGES EN CONSTRUCTION
METALLIQUE A USAGE D'HABITATION.

Présenté par :

M^{elle}. CHOURAK Nabila

M^r. BENDAR Mohamed

Devant les membres de jury :

M^{me}: AWALI. N

U. Saad Dahleb-Blida

President

P^r: ABED. M

U. Saad Dahleb-Blida

Examinateur

M^{me}: HALFAYA.F/A

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, Octobre 2021

Remercîments

Nous remercions DIEU le tout puissant qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme notre travail.

*Nous adressons nos remerciements à notre promotrice **M^{me} HALFAYA F/Zohra** de nous avoir encadré et aidé durant la réalisation de notre projet.*

Nous tenons également à remercier les membres de jury, qui nous feront l'honneur d'estimer et juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre réussite dans nos études, depuis notre première année scolaire jusqu'à la dernière année universitaire.

Nous remercions aussi nos familles et tous nos amis, en particulier Islem, Laribi, et Haroun, pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde ma mère et mon frère qui ont souhaités vivre pour longtemps juste pour nous voir Qu'est-ce que nous allons devenir, J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour que dieu me le joindre avec eux dans le Paradée

À Ma chère mère, FATMA

Mon cher frères HOCINE

Ma belle-sœur : ABIR

Mon binôme BEN DAR MOHAMED à qui je souhaite tous le Bonheur et la belle vie

Mes amis AMIRA, ZAKARIA, IKRAM, IMEN, SELMA, SALEH, HADJER

Tous ceux qui me connaissent ...

Toute la promotion 2020-2021

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure d'un bâtiment R+8 étages à usage résidentiel en charpente métallique à Blida wilaya de Blida. Ce projet est réalisé en plusieurs étapes. On a commencé par effectuer la descente des charges, ensuite l'étude du plancher mixte selon « L'EUROCODE 4 ». Après, l'étude dynamique selon le « RPA99 v 2003 » a été réalisée, puis, le dimensionnement des différents éléments (principaux et secondaires) et l'étude des assemblages selon le « CCM97 », et en fin on fait l'étude des fondations. Selon le «BAEL91 et le DTR fondation ».

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixte, assemblage, la fondation

Abstract:

This project consists of studying the structure of an 8-storey building for residential use in a metal frame in Blida wilaya of Blida. This project is carried out in several stages. We started by lowering the loads, then the study of the mixed floor according to "EUROCODE 4". Afterwards, the dynamic study according to "RPA99 v 2003" was carried out, then the dimensioning of the various elements (main and secondary) and the study of the assemblies according to "CCM97", and at the end we study the foundations. According to the "BAEL91 and the DTR foundation".

Key words: Metal frame, composite floor, assembly, foundations.

ملخص

هذا المشروع هو دراسة هيكل معدني متكون من طابق سفلي و8طوابق للاستخدام السكني بمدينة البليدة ولاية البليدة يتحقق هذا المشروع في عدة مراحل. بدأنا بتنفيذ دراسة الارضية المركبة وفقا للوثيقة التقنية النظامية "EUROCODE 4". بعد ذلك تم إجراء الدراسة الديناميكية وفقاً لـ "RPA99 v 2003"، ثم قياس أبعاد العناصر المختلفة (الرئيسية والثانوية) ودراسة الاجماع وفقاً للوثيقة التقنية النظامية "CCM97"، وفي النهاية نقوم بدراسة الأساسات للمبنى وفقاً للوثيقة التقنية النظامية "BAEL91 et le DTR".

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني، الأرضية المركبة، التجميع، الأساسات

Table des matières

Remerciement	
Dédicaces	
ملخص	
Résumé	
Abstract	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale.....	
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
I.1 Présentation du bâtiment	02
I.2 Données géométriques du projet	02
I.3 Localisation et données concernant le site	03
I.4 Règlement technique	03
I.5 Logiciel utilisé	03
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX	
II.1 Introduction.....	10
II.2 Les planchers	10
II.3 Estimation des charges des planchers.....	11
II.4 Pré dimensionnement des Solives.....	11
II.5 Pré dimensionnement des poutres principales.....	32
II.6 pré dimensionnement des poteaux ..	42
II.7 Conclusion	49
CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1 ACROTÈRE	50
III.2 Etude des escaliers	57
III.3 Dimensionnement des supports de marches	59
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE	
IV.1. Introduction	66
IV.2.Calcul de la force sismique totale	66

IV.3. Résultats de l'analyse dynamique	68
IV.4. Vérification sismique	73
IV.5. Vérification des déplacements inter étages	78
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	79
IV.7. Vérification de l'effet P- Δ	80
IV.8. Vérification le coefficient de comportement R (Article 3.4.10 RPA 2003)	80
IV.9. Conclusion	81

CHAPITRE V : VERIFICATION DE L'OSSATURE

V.1. Introduction	82
V.2. Vérification des poteaux HEA400 (RDC)	84
V.3. Vérification des poutres.....	94
V.4. Vérification des paliers de stabilité.....	95
V.3 Conclusion.....	100

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1 Introduction.....	102
VI.2 Fonctionnement des assemblages	102
VI.3. Assemblages poteau - poutre.....	103
VI.4 Assemblage poutre IPE300–solive IPE180	110
VI.5. Assemblages poteau - poteau	112
VI.6. Assemblage des éléments de contreventement	117
VI.7. Assemblages pied de poteau.....	120

CHAPITRE VII :ETUDE DES FONDATION

VII.1. Introduction	121
VII.2. Choix du type de fondations	121
VII.3. Calcul des fondations	121
VII.4. Semelles isolées.....	122
VII.5. Semelles filantes croisées	123
VII.6. Vérifications Nécessaires	129
VI.7. Ferrailage des semelles filantes	131
Conclusion générale.....	137

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Vue perspective de la structure.....	2
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton.....	5
Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS.....	6
Figure I. 4 : Diagramme (contrainte- déformation) de l'acier type (1, 2, 3).....	7

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Figure II.1 : Schéma des composants de plancher.....	11
Figure. II.2 : schéma des solives.....	13
Figure II.3 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.....	13
Figure II.4 : Schéma statique de la poutre.....	26
Figure II.5 : Le poteau le plus sollicité.....	43
Figure II.6 : schéma statique du Poteau pour les étages.....	47
Figure II.7 : schéma statique du Poteau pour RDC.....	47

CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure. III.1 : L'acrotère.....	50
Figure. III.2 : Sollicitations de l'acrotère.....	51
Figure III.3: diagrammes des effort à l'ELU.....	52
Figure. III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	57
Figure.III.5 : vue d'un escalier.....	58
Figure III.6 : Vue en plan de l'escalier.....	59
Figure III.7: Disposition des cornières.....	59
Figure III.8 : Charges appliquées sur un limon.....	61

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Figure IV.1 : Vue d'ensemble de la structure.....	68
Figure. IV. 2 : Diagramme de spectre de réponse selon x.....	72
Figure. IV. 3 : diagramme de spectre de réponse selon y.....	72
Figure VI.4 : vue les contreventements de la structure.....	73
Figure. IV.5 : Disposition des CV en (V).....	75

CHAPITRE V : VERIFICATION DE L'OSSATURE

Figure.V.1 : Phénomène du déversement.....	83
Figure.V.2 : Phénomène du flambement.....	83
Figure.V.3 : Facteurs de distribution de rigidité.....	85
Figure V.4 : contreventement $e_v(v)$	96
Figure V.5 : Contreventement en v dans le sens v	98

CHAPITRE VI :CALCUL DES ASSEMBLAGES

Figure VI. 1: Assemblage poteau – poutre	105
Figure VI. 2: Distribution des boulons sur la platine d'extrémité	106
Figure VI. 3: Assemblage solive-poutre	111
Figure VI. 4: Assemblage poteau-poteau HEA400-HEA360.....	113
Figure VI. 5: Vue en 3D	114
Figure VI. 6: Assemblage des contreventements en v	117
Figure VI. 7: Assemblage pied de poteau.....	120

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATION

Figure VII.1: Semelle isolée sous poteau.....	122
Figure.VII.2 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central	124
Figure.VII.3 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive	124
Figure.VII.4 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central	125
Figure VII.5 : Schéma de ferrailage appuis sens x	134
Figure VII.6 : Shema de ferrailage travée sens x	135
Figure VII.7 : Schéma de ferrailage travée et appuis sens x et y	136
Figure VII.8 : Schéma de ferrailage de la semelle.....	136

LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers.....	06
Tableau I.2: valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.....	08
Tableau I.3: les valeurs nominales de f_y pour le ferrailage.....	08

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau II.1 : Caractéristique du profile IPE120.....	14
Tableau II.2 : Caractéristique du profile IPE120.....	20
Tableau II.3 : Caractéristique du profile IPE270.....	26
Tableau II.4 : Caractéristique du profile IPE300.....	32
Tableau II.5 : La charge permanente sur le poteau central.	44
Tableau II.6 : La charge d'exploitation sur le poteau central.....	44
Tableau II.7 : Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	45
Tableau II.8 : caractéristiques de profile HEA220	46
Tableau II.9 : Les vérifications du flambement pour poteau central.....	48
Tableau II.10 : Choix final des poutres et des solives.....	49
Tableau II.11 : Choix final de profilé.....	49

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau IV.1 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	69
Tableau IV.2 : facteur de qualité.....	71
Tableau IV.3 : des paramètres sismique.....	71
Tableau IV.4 : Les périodes et les facteurs de participation massique.....	74
Tableau IV.5 : Les périodes et les facteurs de participation massique.....	76
Tableau IV.6 : Vérification déplacement inter étages.....	79
Tableau IV.7 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	80
Tableau IV.8. Distribution des force horizontaux et verticaux.....	80

CHAPITRE V : VERIFICATION DE L'OSSATURE

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé HEA400.....	84
Tableau V.2 : Résistance des poteaux.....	90
Tableau V.3 : Déversement des poteaux.....	91

Tableau V.4 : Résistance des poteaux.....	91
Tableau V.5 : Déversement des poteaux.....	92
Tableau V.6 : Résistance des poteaux.....	93
Tableau V.7 : Déversement des poteaux.....	93
Tableau V.8: Caractéristique géométrique et mécanique de UPN 260.....	96

CHAPITRE VII : ETUDE DE FONDATION

Tableau VII.1 : La répartition pour les poteaux centraux.....	125
Tableau VII.2 : la répartition pour les poteaux d'angles.....	126
Tableau VII.3 : la répartition pour les poteaux de rive.....	126
Tableau.VII.4 : Section des semelles filante sens x-x.....	127
Tableau.VII.5 : Section des semelles filante sens y-y.....	127

Liste des symboles

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000$ MPa).
F_p	Effort de précontrainte dans les boulons.
M	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe 4).
M_{el}	Moment élastique.
M_{pl}	Moment plastique.
M_R	Moment résistant.
M_U	Moment ultime.
N	Effort normal, en générale.
N_K	Effort critique d'Euler.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
N_u	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Effort tranchant de plastification.
V_U	Effort tranchant ultime.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y	Limite d'élasticité d'une pièce.
ε	Déformation linéaire unitaire.
ε_y	Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
σ	Contrainte normale.
K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
k_y et k_z	Coefficient de flambement – flexion.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	Nombre de boulons.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w	Facteur de corrélation (soudure).
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ	Elancement.
λ_k	Elancement eulérien.
λ	Elancement réduit.
λ_{LT}	Elancement de déversement.
μ	Coefficient de frottement.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.
$u_x(\%)$	participation massique en % suivant l'axe x.

$u_y(\%)$	participation massique en % suivant l'axe y.
A	Section brute d'une pièce.
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4).
A_{net}	Section nette d'une pièce.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
I_w	Facteur de gauchissement d'une section.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{pl}	Module de résistance plastique.
b	Largeur d'une semelle de poutre.
d	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i	Rayon de giration d'une section.
l	Largeur d'une poutre.
l_D	Largeur de déversement d'une poutre.
l_k	Longueur de flambement.
t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w	Epaisseur d'une âme de poutre.
v_s	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
v_i	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
α	Angle en général.
$\gamma_{Mb} = 1.25$	Résistance des boulons au cisaillement.
$\gamma_{Mb} = 1.50$	Résistance des boulons au à la traction.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
F_T	Résistance des boulons en traction.
α	Facteur d'imperfection (flambement).
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
ϵ_{Pl}	Déformation
σ_{Ed}	Contrainte éq.
f_y	Limite d'élasticité
ϵ_{lim}	Déformation plastique limite
$F_{t,Rd}$	Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab
$F_{t,Ed}$	Effort de tension 3.4
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement
V	Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon.
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4

V_{rds}	Résistance caractéristique d'une cheville ETAG 001 Annexe C (5.2.3.2)
S_{tf}	Rigidité longitudinale d'ancrage
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab 3.4
$N_{rd,c}$	Résistance à l'éclatement du béton
$N_{rd,p}$	Résistance à l'arrachement
U_t	Utilisation en tension
U_s	Utilisation en cisaillement
U_{ts}	Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4
$V_{rd,cp}$	Rupture du béton par effet de levier ETAG 001 Annexe C (5.2.3.3)
$V_{rd,c}$	Rupture du béton en bord de dalle ETAG 001 Annexe C (5.2.3.4)
C_{pf}	Rupture du béton par effet de levier ETAG 001 Annexe C (5.2.3.3)
C_{ef}	Rupture du béton en bord de dalle ETAG 001 Annexe C (5.2.3.4)
E_{pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
τ_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
τ_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
B_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab 4.1
U_t	Utilisation
U_{tc}	Utilisation de capacité de la soudure
C	Largeur de pression diamétrale
A_{eff}	Zone effective
Σ	Contrainte moyenne du béton
K_j	Facteur de concentration
F_{jd}	Résistance à la pression du béton
U_t	Utilisation
V_y	Effort de cisaillement du pied de poteau V_y
V_z	Effort de cisaillement du pied de poteau V_z
$V_{Rd,y}$	Résistance au cisaillement
$V_{Rd,z}$	Résistance au cisaillement
$V_{c,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale du béton

Ut	Utilisation
θ	La temperature (°C),
t	Le temps (min)
θ_0	La température ambiante, généralement égale à 20°C
$\theta_{a,t}$	La température de l'acier au temps t
E	Module de Young (en N /m2).
f_y	Limite d'élasticité de l'acier (en N /m2)
λ_a	La conductivité thermique de l'acier (W/ m°C)
C_a	La chaleur spécifique de l'acier (en J/Kg °C)
$\bar{\sigma}_{a,\theta}$	Contrainte du profilé en acier en situation d'incendie (N /m2)
$\varepsilon_{a,\theta}$	Déformation du profilé en acier en situation d'incendie
$\varepsilon_{p,\theta}$	Déformation à la limite de proportionnalité en situation d'incendie
$f_{p,\theta}$	Limite de proportionnalité de l'acier à température élevée θ_a (N /m2)
$E_{a,\theta}$	Pente du domaine élastique linéaire
$f_{y,\theta}$	Limite d'élasticité efficace de l'acier à température élevée θ_a (N /m2)
$\varepsilon_{y,\theta}$	Déformation de l'acier correspondant à $f_{ay, \theta}$
A	section du poteau (m ²)
ρ_p	est la masse volumique de l'acier (Kg / m ³).
V	est le volume de l'élément par unité de longueur [m]
c_p	est la chaleur spécifique du matériau de protection contre le feu [J/kg K]
d _p	est l'épaisseur du matériau de protection contre le feu [m]
ρ_p	la masse volumique du matériau de protection [kg/m ³].
$\theta_{a,t}$	est la température de l'acier au temps t
Δt	est l'intervalle de temps [s]
$\theta_{g,t}$	est la température ambiante des gaz au temps t
$\Delta\theta_{g,t}$	l'augmentation de la température ambiante des gaz pendant l'intervalle de temps Δt
λ_p	est la conductivité thermique (fonction de la température) du matériau de protection contre le feu [W/mK]
k_{sh}	Coefficient de réduction du à l'effet d'ombre

Toute étude de projet d'un bâtiment en particulier les structure est en Charpente Métallique, Ont pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité de ses occupants

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage habitation Situé dans une zone de forte sismicité (zone III), comportant un RDC et huit (08) étages, dont le système de contreventement en V

- Dans notre étude, nous allons consacrer le premier chapitre à la présentation complète de l'ouvrage, du point de vu géométrie et aussi le choix des matériaux à utiliser.
- L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres et solive
- Le chapitre trois comporte le calcul des éléments secondaires, les escaliers et l'acrotère
- Le quatrième chapitre consiste à l'étude dynamique en zone sismique.
- Le chapitre 5ème porte sur la vérification au flambement et déversement de l'ossature en charpente métallique.
- Dans 6 éme nous avons étudié les assemblages poteau- poutre et aussi poteau-poteau.
- Enfin le dernier chapitre sera consacré à l'étude fondation.

Pour le calcul de notre ouvrage, nous allons suivre les règlements en vigueur pour l'Algérie à savoir (BAEL91modifié99, RPA99V2003).

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation du bâtiment

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment R+8 à usage d'habitation, en charpente métallique

L'ossature est formée d'une structure métallique (poteaux poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton – acier)

I.2 Données géométriques du projet

- **Dimensions en élévation**

- Hauteur totale du bâtiment.....28,8 m
- Hauteur du rez-de-chaussée3,20 m
- Hauteur de 1er jus 'qua 8eme étage3,20 m

- **Dimensions en plan :**

- Longueur totale.....22,95 m
- Largeur totale21,13 m
- Hauteur de l'acrotère0.6 m

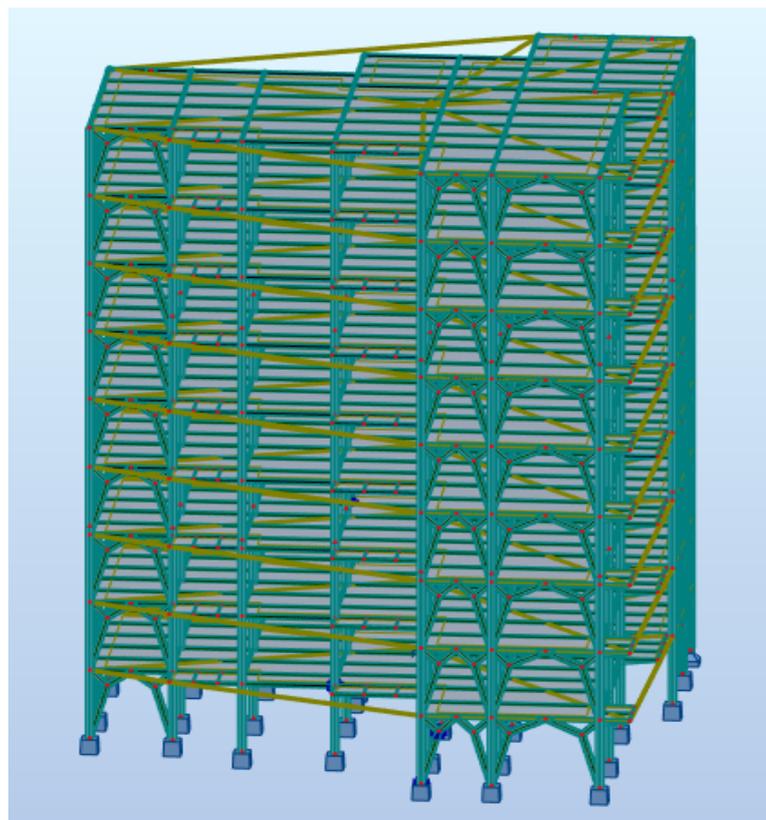


Figure I-1 : vue perspective de la structure.

I.3 Localisation et données concernant le site

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

- La contrainte admissible du sol est de **2 bars**.
- Le site est classé dans la zone (**S3**).
- La zone sismicités **III**.
- Altitude = **260 m**.

I.4 Règlement technique

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- CCM97 : Règles de construction et de calcul des structures en acier.
- EC3 : Calcul des structures en acier.
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).
- BAEL91-CBA93(béton armé aux états limites).

I.5 Logiciel utilisé

- Excel.
- Autodesk Robot
- Autocad
- Word

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

I.6.1 Le Béton

Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Résistance à la compression**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

Pour : $j < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$

$j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{C28}$

$j \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 MPa

- **Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2,1 MPa.

- **Déformation longitudinale du béton**

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

- **Déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 32164,20$ Mpa

- **Déformation différée**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_{Vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 10818,87$ Mpa.

- **Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- $\gamma = 0,2$Pour les justifications aux états limites de services.
- $\gamma = 0$Dans le cas des états limites ultimes.

- **Les contraintes limites de calcul**

- **Etats limites ultime "ELU"**

$$f_{bcu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{..... Situation durable.} \\ 1,15 & \text{..... Situation accidentelle.} \end{cases}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

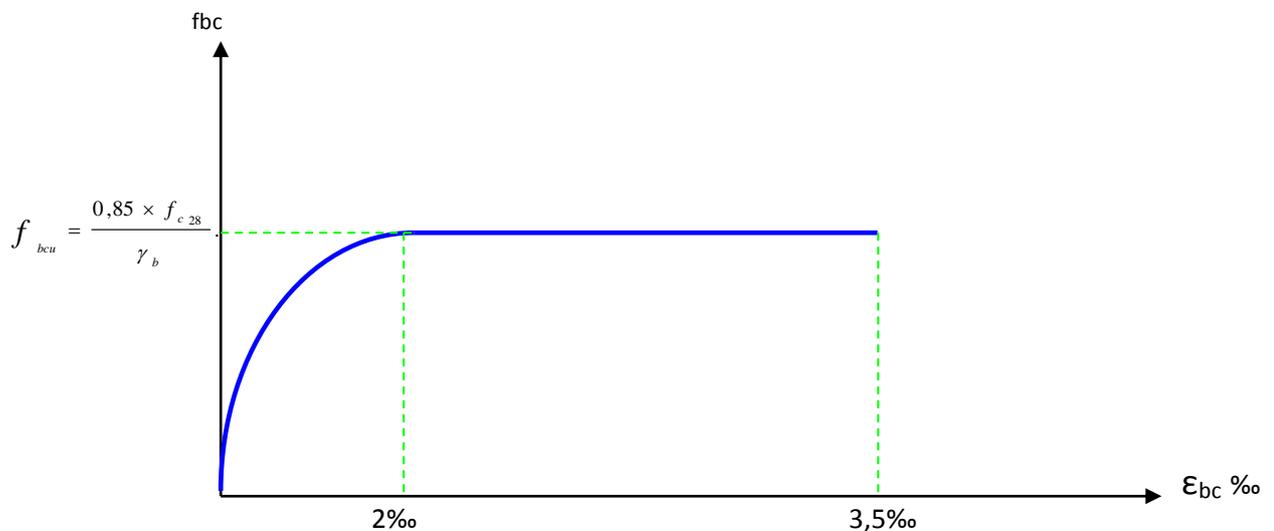


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton.

➤ **États Limites de Service (ELS) :**

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

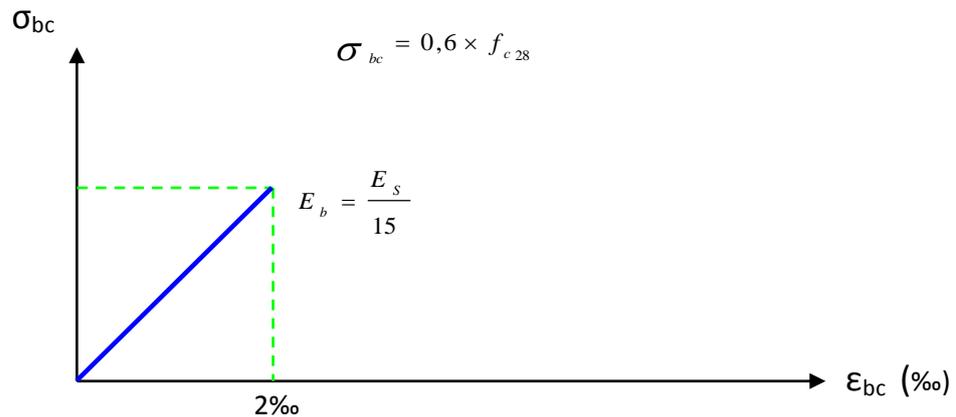


Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS

1.6.2 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le **BAEL91** dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	$\varnothing > 6\text{mm}$	500	14	580

b) Module d'élasticité longitudinale

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

c) État Limite Ultime "ELU"

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

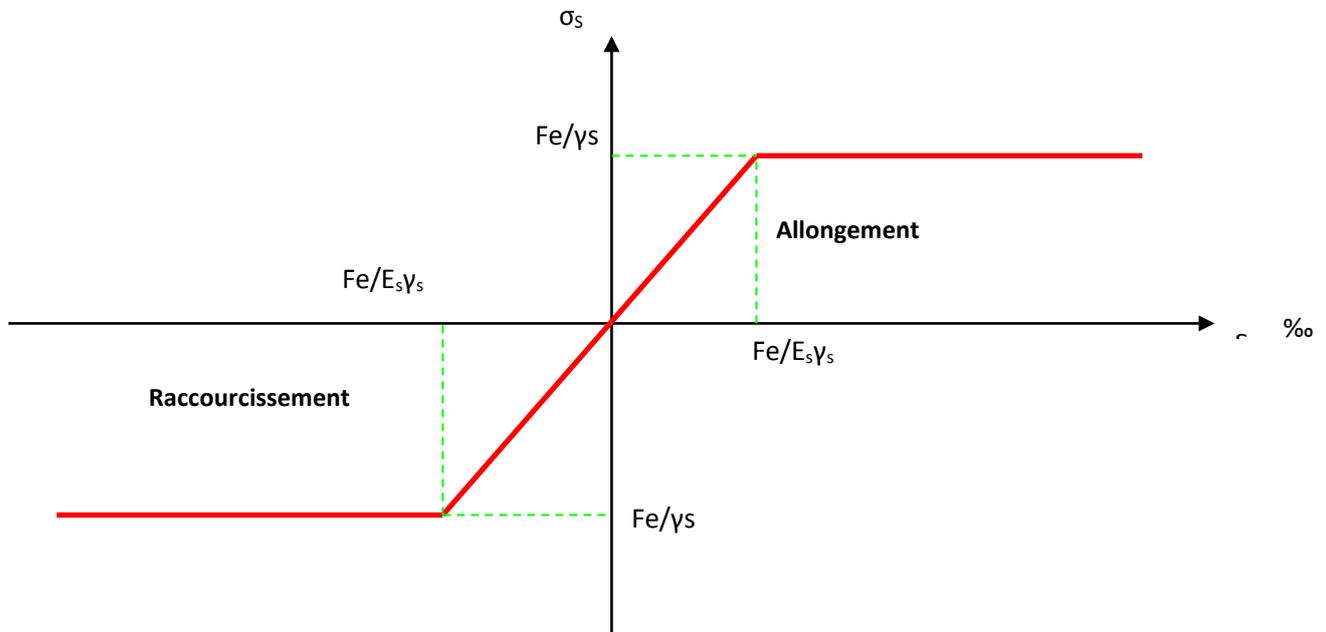


Figure I. 4 : Diagramme (contrainte- déformation) de l'acier type (1, 2, 3)

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \Delta L/L$

d) État Limite de Service "ELS"

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_c = \min (2/3f_e ; 150\eta)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_c = \min (1/2f_e ; 110\eta)$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$\eta = 1,0$ Acier rond lisse

$\eta = 1,6$ Acier à haute adhérence.

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 : $\nu = 0,3$
- $G_{acier} = 81000$ Mpa
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °C
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³

Tableau I.2: valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

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 I.3: les valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

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

I.6.3 État limite de service "ELS"

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES

ELEMENTS PRINCIPAUX

II.1 Introduction

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

En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments est déterminé selon les règles de calcul en vigueur [1] [2] [3].

II.2 Les planchers

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

➤ **Méthode de calcul**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

○ **Phase de construction**

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

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

○ **Phase finale**

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

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

○ Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes.

- 1 : dalle en béton
- 2 : Tôle profilée HIBOND 55
- 3 : poutre porteuse
- 4 : connecteur

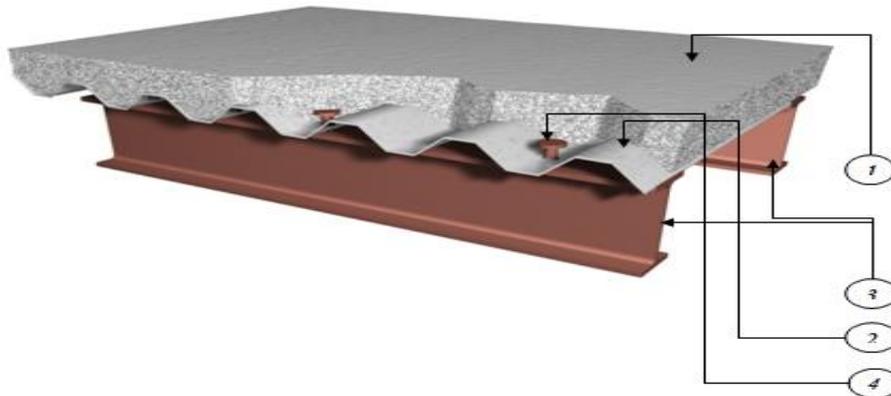


Figure II.1: Schéma des composants de plancher

II.3 Estimation des charges des planchers

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

II.3.1 Plancher terrasse

➤ Charges permanentes

Matériaux	Poids (kN/m ²)
• Etanchéité multicouches	0.12
• Forme de pente (e=5cm)	1.10
• Isolation thermique	0.16
• Dalle en béton armé(e=15cm)	3.20
• Bac d'acier (HIBON 55)	0.15
• Faux plafond	0.20
• Protection en gravillon	0.85
TOTAL	5.78

➤ Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible → $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

II.3.2 Plancher courant

➤ Charges permanentes

Matériaux	Poids (kN/m ²)
<ul style="list-style-type: none">• Dalle de sol	0.50
<ul style="list-style-type: none">• Mortier de pose	0.40
<ul style="list-style-type: none">• Cloisonnement	1.00
<ul style="list-style-type: none">• Dalle en béton armé (e=15cm)	3.20
<ul style="list-style-type: none">• Bac d'acier (HIBON55)	0.15
<ul style="list-style-type: none">• Faux plafond	0.20
TOTAL	5.45

➤ Surcharges d'exploitation

Le bâtiment étudié a usage Bâtiment habitation, donc la surcharge d'exploitation égale a

$$Q_{\text{courant}} = 1.5 \text{ kN/m}$$

II.4 Pré dimensionnement des Solives

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement en **IPE** ou **IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation.

Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

La solive la plus sollicitée à une portée égale à **L= 4.3 m** avec un espacement de **1,67m**.

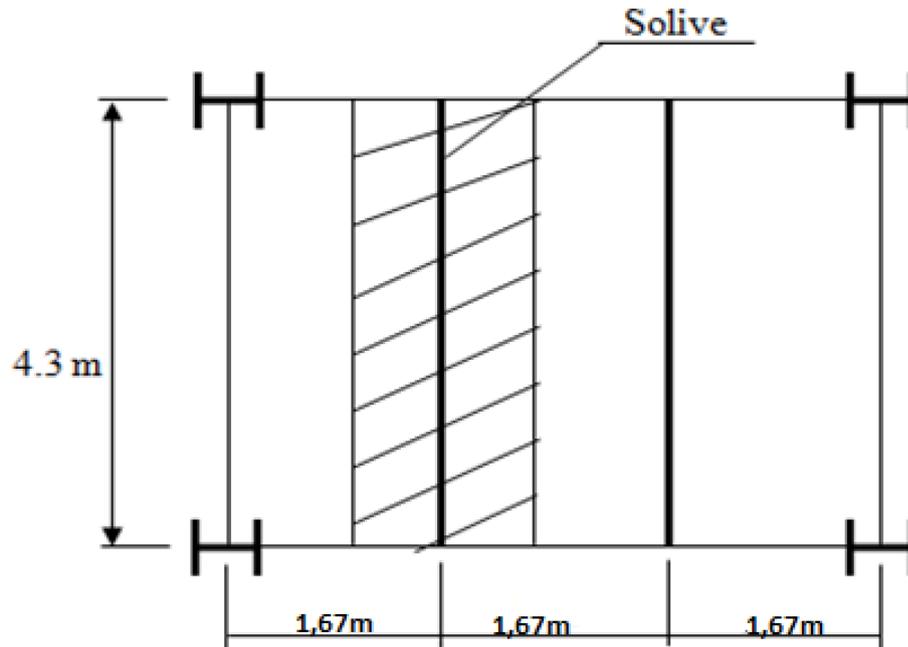


Figure. II.2 : Schéma des solives

II.4.1 Plancher terrasse

La solive la plus sollicitée a une portée de 4.3m et un espacement de 1,67m

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

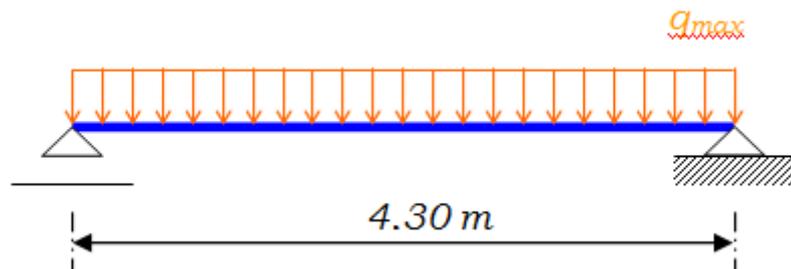


Figure II.3 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée

Avec :

h : la hauteur de profilé

L : la longueur de la solive

Lors de bétonnage de la dalle , on tiendra compte de la présence d'un étai placé a mi-travée

Donc : L= 2.15m

$$\frac{2150}{25} = 86mm < h < \frac{2150}{15} = 143.33mm$$

On prend un **IPE 120** :

Tableau II.1 : Caractéristique du profile IPE120

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{pl-y} cm ³	i_y cm	i_z cm
10,4	13,2	120	64	6,3	4,4	317,8	52,96	60,73	4,9	27,67

II.4.1.1 Phase de construction

Le profilé d’acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids P du profile (IPE120) $G_p=0,104\text{KN/ml}$
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,20\text{KN/m}^2$
- Poids du bac d’acier..... $G_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

a-Combinaisons des charges

L’entraxe entre les solives est de **1,67m**.

➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,104 + (3,20 + 0,15) \times 1,67) + 1,5 \times 0,75 \times 1,67$$

$$q_u = \mathbf{9.57 \text{ KN/ml}}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + G_{bac}) \times e + Q_c \times e$$

$$q_s = 0.104 + (3,20 + 0,15) \times 1,67 + 0.75 \times 1,67$$

$$q_s = \mathbf{6.95 \text{ KN/ml}}$$

b -Vérifications

b .1. Moment fléchissant

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

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} : \text{le moment appliqué.} \\ \gamma_{m0} = 1 \\ f_y = 275 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

- Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{9.57 \times 2.15^2}{8} = 5.53 \text{ KN.m}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{60,73 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 16.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 16.7 \text{ kN.m} > M_{sd} = 5.53 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{5,53}{16,7} = 0,33$$

« 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.

b.2. L'effort tranchant

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{pl,Rd} : \text{effort tranchant de plastification de la section.} \\ A_v : \text{aire de cisaillement.} \end{array} \right.$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 1320 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 629,52 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 629,52 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 99.95 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{9.57 \times 2.15}{2} = 10.29 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = 99.95 \text{ kN} > V_{sd} = 10.29 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{10.29}{99.95} = 0,10$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 49,97 \text{ KN} > V_{sd}$$

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

b.3. Vérification de la rigidité

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 6.95 \text{ KN/ml} \\ L = 2.15 \text{ m} \\ E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2 \\ I_y = 317.8 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.95 \times 2150^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317,8 \times 10^4} = 2.89 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2150}{250} = 8,6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 2.89 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{2.89}{8.6} = 0,33$$

b.4. Vérification de déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \beta_w$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_w : 1 \text{ (Section de classe I)} \\ \gamma_{m1} : 1,1 \\ M_{brd} : \text{la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement} \end{array} \right.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\lambda_{LT}^-)^2})} \leq 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{C_1}} \quad \text{avec : } C_1=1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{2150/14,5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2150/14,5}{120/6,3}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{1,132}} = 98,36$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} \quad \text{avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{98,36}{93,9 \times 0,92} = 1,13 > 0,4 \quad \rightarrow \text{il y a un risque de diversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT}^- - 0,2) + \lambda_{LT}^{-2}] = 1,23$$

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection. profilè laminè = 0,21

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1,23 + \sqrt{(1,23)^2 - (1,13)^2})} = 0,58 \leq 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,58 \times 1 \times 60,73 \times 275}{1,1} 10^{-3} = 8.805 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 5.53 \text{ KN/m} < M_{b,rd} = 12.91 \text{ KN.m}$$

donc la condition de diversement est

vérifié

$$r = \frac{5.53}{8.805.91} = 0,62$$

II.4.1.2 Phase finale

- Poids P du profile (IPE120) $g_p = 0,104 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G_t = 5.78 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

a. combinaison des charges

➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,104 + (5,78 \times 1,67)] + 1,5 \times 1 \times 1,67$$

$$q_u = \mathbf{15.67 \text{ kN/ml}}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0.104 + (5.78 + 1) \times 1,67$$

$$q_s = \mathbf{11.43 \text{ kN/ml}}$$

b. La largeur de la dalle

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 4.3 / 8 = 1.075 \text{ m} \\ b = 1,67 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow \mathbf{b_{\text{eff}} = 1.075}$$

Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$ avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1075 \times 95 \times 10^{-3} = 1455.28 \text{ kN}$$

- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 1320 \times 10^{-3} = 344.85 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1455.28 \text{ kN} > R_{\text{Acier}} = \mathbf{344.85 \text{ kN}}$$

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

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

c. Vérifications

c.1. Vérification de la flexion

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

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.67 \times 4.3^2}{8} = 36.21 \text{ KN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte

$$M_{pl,rd} = 344.85 \left[\frac{120}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{344.85 \times 95}{2 \times 1455.28} \right) \right] \times 10^{-3} = 68,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,r} = 68,54 \text{ KN.m} > M_{sd} = 36.21 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{36.21}{68,54} = 0,53$$

c.2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 1320 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 629.52 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 629,52 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 99.95 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{15.68 \times 4.3}{2} = 33.71 \text{ kN}$$

1

$$V_{pl,rd} = 99.95 \text{ kN} > V_{sd} = 33.71 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 49.97 \text{ Kn} > V_{sd} = 33.71 \text{ kN}$$

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

$$r = \frac{33.71}{99.95} = 0,33$$

c.3 Vérification de la rigidité

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

Avec :

$$\begin{cases} q_{ser} = 11.43 \text{ KN/ml.} \\ L = 4.3 \text{ m.} \\ E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2. \end{cases}$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{1320}{1075 \times 95} = 0,013 \quad ; \quad n = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{1320 \times (95 + 2 \times 55 + 120)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,013)} + \frac{950 \times 95^3}{12 \times 15} + 317,8 \times 10^4 = 3,68 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

➤ **La valeur de la flèche maximale :**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 11,43 \times 4300^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3,68 \times 10^7} = 6,58 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4300}{250} = 17,2 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{in}} + f^f = 2,89 + 6,58 = 9,47 \text{ mm} \leq \bar{f} = 17,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

II.4.2 Plancher Courant :

La solive plus sollicitée a une portée de 4,3m et un espacement de 1,67m

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

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

Lors de bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étai placé ami-travée

Donc : L= 2.15m

$$\frac{2150}{25} = 86\text{mm} < h < \frac{2150}{15} = 143,34\text{mm}$$

On prend un **IPE 120**

Tableau II.2 : Caractéristique du profile IPE120

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
10,4	13,2	120	64	6,3	4,4	317,8	27,67	60,73	4,9	1,45

II.4.2.1 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 **IPE120**)

II.4.2.2 Phase finale

- Poids P du profile (IPE120) $g_p = 0,104 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G_r = 5.45 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

a. Combinaison des charges

➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_r \times e)) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,104 + (5.45 \times 1,67)) + 1,5 \times 1,5 \times 1,67$$

$q_u = 16.18 \text{ KN/ml}$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_r + Q) \times e$$

$$q_s = 0.104 + (5.45 + 1,5) \times 1,67$$

$q_s = 11.43 \text{ KN/m}$

b. Largeur de la dalle

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 4.3 / 8 = 1.075 \text{ m} \\ b = 1,67 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1.075 \text{ m}$$

Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$
 $R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1075 \times 95 \times 10^{-3} = 1455.28 \text{ kN}$
- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$
 $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 1320 \times 10^{-3} = 344,85 \text{ kN}$

$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$

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

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

c. Vérifications

c.1 Vérification de la flexion

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

- Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{16.18 \times 4.3^2}{8} = 37.4 \text{ KN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl,rd} = 344,85 \left[\frac{120}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{344,85 \times 95}{2 \times 1455,28} \right) \right] \times 10^{-3} = 68,54 \text{ KN.m}$$

$M_{pl,r} = 68,54 \text{ KN.m} > M_{sd} = 37.40 \text{ KN.m} \Rightarrow$ vérifiée

$$r = \frac{37.4}{68,54} = 0,55$$

c.2. Vérification de l'effort tranchant :

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

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 1320 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 629,52 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 629,52 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 99,94 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{16.18 \times 4.3}{2} = 34.79 \text{ kN}$$

$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 99,94 \text{ kN} > 34.79 \text{ kN} \Rightarrow$ vérifiée

$$0,5V_{pl,rd} = 49,97 > V_{sd}$$

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

$$r = \frac{42.85}{99,94} = 0,43$$

c.3 Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_{ser} = 11.43 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 4.3 \text{ m.}$$

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1320}{1075 \times 95} = 0,013 \quad n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1320 \times (95 + 2 \times 55 + 120)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,013)} + \frac{950 \times 95^3}{12 \times 15} + 317,8 \times 10^4 = 3,68 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

➤ La valeur de la flèche maximale

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 11.43 \times 4300^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3,68 \times 10^7} = 6.58 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4300}{250} = 17,2 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{in} + f^f = 2.89 + 6.58 = 9.47 \leq \bar{f} = 17,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{9.47}{17,2} = 0,57$$

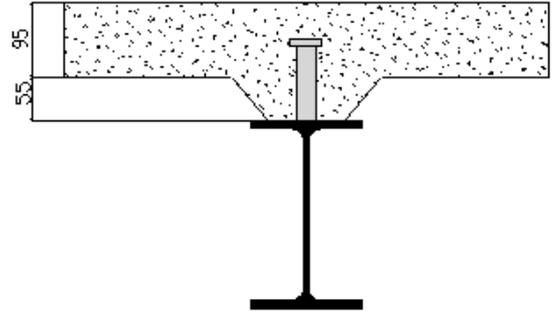
c.4. Vérification du déversement

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

REMARQUE

Le profile **IPE120** vérifie tout les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de terrasse et courant un **IPE120**

II.4.2.3 Calcul des connecteurs



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

a. Détermination de (Résistance au cisaillement)

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

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
 $\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas :

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

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

b. Influence du sens du bac d'acier

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

$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ H_p = 55 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$

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

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

inférieur à 1 donc :

$$Prd \text{ (Resistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad Prd = 59,97 \text{ KN}$$

c. Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1455,28 ; 344,85) \quad \longrightarrow \quad R_L = 344,85 \text{ kN}$$

d. Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{344,85}{59,97} = 5,75$$

On prend **6 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **12 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$e_{\max} = 6h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{4300}{12-1} \quad \Longrightarrow \quad esp = 390,9 \text{ mm}$$

Donc on prend **12 connecteurs**, avec un espacement de **354,54mm**

II.5 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.

II.5.1 Poutre principale du plancher terrasse :

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

$$\frac{5000}{25} = 200 \text{ mm} < h < \frac{5000}{15} = 333,34 \text{ mm} \Rightarrow 216 \text{ mm} < h < 360 \text{ mm}$$

On opte pour un **IPE270**

Tableau II.3 : Caractéristique du profile IPE270

Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
G	A	h	b	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{pl-y}	i_y	i_z
Kg/m	cm^2	mm	mm	mm	mm	cm^4	cm^4	cm^3	cm	cm
36,1	45,94	270	135	10,2	6,6	5790	419,9	484	11,23	3,02

II.5.1.1-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 270..... $g_p=0,361$ KN/ml
- Poids propre du béton frais $G_b=3,20$ KN/m²
- Poids du bac d’acier..... $G_{bac}=0,15$ KN/m²
- Surcharge de construction $Q_c=0,75$ KN/m²

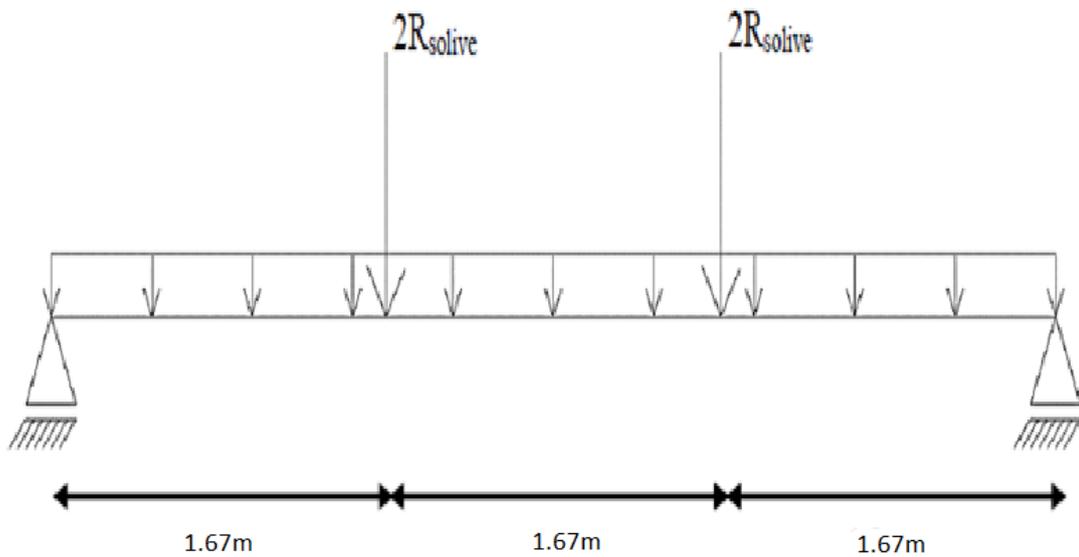


Figure.II.4 : Schéma statique de la poutre

a. Calcul des réactions des solives

ELU :

$$q_u = 9.57 \text{ KN/ml}$$

$$R_u = \frac{q_u \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_u = \frac{4.3 \times 9.57}{2} + \frac{4.3 \times 9.57}{2} = 41.15 \text{ kN}$$

$$= \frac{4.3 \times 6.95}{2} + \frac{4.3 \times 6.95}{2} = 29.89 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 41.15 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 41.15 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = 6.95 \text{ KN/ml}$$

$$R_s = \frac{q_s \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_s$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 29.89 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 29.89 \text{ kN}$$

b. Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times bs) + 1,5 \times Q_c \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times (0,361 + (3,20 + 0,15) \times 0,135) + 1,5 \times 0,75 \times 0,135$$

$$q_u = 1,25 \text{ kN/ml}$$

ELS

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

$$q_s = 0,361 + (3,20 + 0,15) \times 0,135 + 0,75 \times 0,135$$

$$q_s = 0,91 \text{ kN/ml}$$

c. Vérifications

c.1. Moment fléchissant

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1,25 \times 5^2}{8} + \frac{41,15 \times 5}{2} = 106,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 133,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 133,1 \text{ kN.m} > M_{sd} = 106,78 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r = \frac{106,78}{133,1} = 0,8$$

c.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

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$

$$A_v = 4594 - 2 \times 135 \times 10,2 + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2 = 2213,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2213,32 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 351,41 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{1,25 \times 5}{2} + 41,15 = 44,275 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = 351,41 \text{ kN} > V_{sd} = 44,275 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 175,70 \text{ kN} > V_{sd} = 44,275 \text{ kN}$$

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.

c.3. La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 20 \text{ mm}$$

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

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,91 \times (5000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5790 \times 10^4} = 0,61 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 29,89 \times 10^3 \times (5000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5790 \times 10^4} = 15,20 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0,61 + 15,21 = 15,82 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 20 \text{ mm}$$

Condition de la flèche est vérifié

c.4. Vérification du déversement

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

II.5.1.2. 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 270..... $g_p=0,361$ kN/m
- Charge permanente..... $G_t=5.45$ kN/m²
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1$ kN

a.Calcul des réactions des solives

ELU

$q_u= 15.68$ KN/ml

$$R_u = \frac{4.3 \times 15.68}{2} + \frac{4.3 \times 15.68}{2} = 67.42 \text{ kN}$$

$$= 49.15 \text{ kN}$$

$R_U = R_1+R_2 = 67.42$ kN

$R_U = R_3+R_4 = 67.42$ kN

ELS

$q_s= 11.43$ KN/ml

$$R_s = \frac{4.3 \times 11.43}{2} + \frac{4.3 \times 11.43}{2}$$

$R_S = R_1+R_2 = 49.15$ kN

$R_S = R_3+R_4 = 49.15$ kN

b. Combinaison des charges

• **ELU**

$q_u=1,35 [(G_t \times b_s)+g_p]+1.5 \times Q_{\text{terrasse}} \times b_s$

$q_u=1,35 [(5.45 \times 0,135)+0,361]+1.5 \times 1 \times 0,135$

$q_u=1,68$ kN/ml

• **ELS**

$q_s = g_p+(G_t+Q_{\text{terrasse}}) \times 0,135$

$q_s = 0,361+(5.45+1) \times 0,135$

$q_s= 1,23$ kN/ml

c. Largeur de la dalle

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5 / 8 = 1,25 \text{ m} \\ b = 4.3 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{\text{eff}}= 1,25$ m

Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$ avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3} = 1692.19 \text{ kN}$$

- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 4594 \times 10^{-3} = 1200,18 \text{ kN}$$

$$\mathbf{R_{\text{béton}} = 1692.19 \text{ kN} > R_{\text{Acier}} = 1200.18 \text{ kN}}$$

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

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

c. Vérifications

c.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 :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1,68 \times 5^2}{8} + \frac{67.42 \times 5}{2} = 173.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1200,18 \left[\frac{270}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1200,18 \times 95}{2 \times 1692.19} \right) \right] \times 10^{-3} = 301,6 \text{ kN.m}$$

$$\mathbf{M_{pl,rd} = 301.62 \text{ kN.m} > M_{sd} = 173.8 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}}$$

$$r = \frac{173.8}{301,62} = 0,58$$

c.2. Vérification de l'effort tranchant

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

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 4594 - 2 \times 135 \times 10,2 + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2 = 2213,32 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2213,32 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 351,41 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{1,68 \times 5}{2} + 67,42 = 71,62 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = 351,41 \text{ kN} > V_{sd} 71,62 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 175,7 \text{ kN} > V_{sd}$$

REMARQUE :

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.

c.3. Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,23 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 49,15 \text{ kN}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{4594}{1250 \times 95} = 0,038 \quad , \quad n = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{4594 \times (95 + 2 \times 55 + 270)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,038)} + \frac{1350 \times 95^3}{12 \times 15} + 5790 \times 10^4 = 2,29 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche admissible est :

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

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,23 \times (5000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2,29 \times 10^8} = 0,21 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 49,15 \times 10^3 \times (5000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2,29 \times 10^8} = 6,32 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^1 + f^2 = 6,32 + 0,21 = 6,53 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 6,53 \text{ mm} < f_{adm} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{tot} = 6,53 + 15,82 = 22,35 \text{ mm}$$

$f_{tot} 22.35 \text{ mm} > f_{adm} = 20\text{mm}$ **Condition non vérifié**

REMARQUE : Donc on ajoute un appui intermédiaire dans la phase de construction ou changer le profile. On opte un pour un IPE300

Tableau II.4 : Caractéristique du profile IPE300

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	8381	603,8	628,4	12,46	3,35

II.5.1.1-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..... $g_p=0,422 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais $G_b=3,20 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $G_{bac}=0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c=0,75 \text{ KN/m}^2$

a. Calcul des réactions des solives :

ELU :

$q_u = 9.57 \text{ KN/ml}$

ELS :

$q_s = 6.95 \text{ KN/ml}$

$$R_u = \frac{q_u \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2} \quad R_s = \frac{q_s \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_u = \frac{4.3 \times 9.57}{2} + \frac{4.3 \times 9.57}{2} = 41.15 \text{ kN}$$

$$= 29.89 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{4.3 \times 6.95}{2} + \frac{4.3 \times 6.95}{2}$$

$R_U = R_1 + R_2 = 41.15 \text{ kN}$

$R_S = R_1 + R_2 = 29.89 \text{ kN}$

$R_U = R_3 + R_4 = 41.15 \text{ kN}$

$R_S = R_3 + R_4 = 29.89 \text{ kN}$

b. Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times bs) + 1,5 \times Q_c \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times (0,422 + (3,20 + 0,15) \times 0,150) + 1,5 \times 0,75 \times 0,150$$

$$q_u = 1,41 \text{ kN/ml}$$

ELS

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

$$q_s = 0,422 + (3,20 + 0,15) \times 0,15 + 0,75 \times 0,150$$

$$q_s = 1,04 \text{ kN/ml}$$

c. Vérifications

c.1. Moment fléchissant

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1,41 \times 5^2}{8} + \frac{41,15 \times 5}{2} = 107,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628,4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 172,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 172,26 \text{ kN.m} > M_{sd} = 107,28 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r = \frac{107,28}{172,26} = 0,8$$

c.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

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_r$

$$A_v = 4594 - 2 \times 150 \times 10,7 + (7,1 + 2 \times 15) \times 10,7 = 2567,97 \text{ mm}^2$$

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{1,41 \times 5}{2} + 41.15 = 44.675 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = 407,72 \text{ kN} > V_{sd} = 44.675 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 203,85 \text{ kN} > V_{sd} = 44.675 \text{ kN}$$

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.

c.3. La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 20 \text{ mm}$$

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

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,04 \times (5000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 0,48 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 29.89 \times 10^3 \times (5000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 10.53 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0,48 + 10.53 = 11.01 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 20 \text{ mm}$$

Condition de la flèche est vérifié

c.4. Vérification du déversement

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

II.5.1.2. 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..... $G_t=5.78 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1 \text{ kN}$

a. Calcul des réactions des solives

ELU :

$$q_u = 15.67 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = 11.43 \text{ KN/ml}$$

$$R_u = \frac{4.3 \times 15.67}{2} + \frac{4.3 \times 15.67}{2} = 67.42 \text{ kN}$$

$$= 49.15 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{4.3 \times 11.43}{2} + \frac{4.3 \times 11.43}{2}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 67.42 \text{ kN} \quad R_S = R_1 + R_2 = 49.15 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 67.42 \text{ kN} \quad R_S = R_3 + R_4 = 49.15 \text{ kN}$$

b. Combinaison des charges

• **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times b_s) + g_p] + 1.5 \times Q_{\text{terrasse}} \times b_s$$

$$q_u = 1,35 [(5.78 \times 0,150) + 0,422] + 1.5 \times 1 \times 0,150$$

$$q_u = 1,96 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_{\text{terrasse}}) \times 0,150$$

$$q_s = 0,422 + (5.78 + 1) \times 0,150$$

$$q_s = 1,43 \text{ kN/ml}$$

c. Largeur de la dalle

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5 / 8 = 1,25 \text{ m} \\ b = 4.3 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc $b_{\text{eff}} = 1,25 \text{ m} \longrightarrow$

Position de l'axe neutre plastique

• $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$ avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3} = 1692.19 \text{ kN}$$

• $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} = 1405,78 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1692.19 \text{ kN} > R_{\text{Acier}} = 1405.78 \text{ kN}$$

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

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

d. Vérifications

d.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 :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1,96 \times 5^2}{8} + \frac{67,42 \times 5}{2} = 173,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1405,78 \left[\frac{300}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1405,78 \times 95}{2 \times 1692,19} \right) \right] \times 10^{-3} = 366,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 366,26 \text{ kN.m} > M_{sd} = 172,26 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{172,26}{366,26} = 0,47$$

d.2. Vérification de l'effort tranchant

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

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

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{1,96 \times 5}{2} + 67,42 = 72,32 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = 407,72 \text{ kN} > V_{sd} 72,32 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

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

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.

d.3. Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,43 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 49.15 \text{ kN}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{5381}{1300 \times 95} = 0,043 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{5381 \times (95 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,043)} + \frac{1350 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4 = 5,25 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche admissible est :

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

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,43 \times (5000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,25 \times 10^8} = 0,21 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 49.15 \times 10^3 \times (5000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,25 \times 10^8} = 5.21 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^1 + f^2 = 5.21 + 0,20 = 5.41 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 5.41 \text{ mm} < f_{adm} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{tot} = 5.41 + 11.01 = 16,42 \text{ mm}$$

$$f_{tot} 16,42 \text{ mm} > f_{adm} = 20 \text{ mm} \text{ Condition non vérifié}$$

II.5.2 Poutre principale du plancher courant

II.5.2.1 Phase construction

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profile **IPE300**)

II.5.2.2 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..... $g_p = 0,422 \text{ kN/m}$

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

- Charge permanente..... $G_t=5.45 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1,5 \text{ kN}$

a.Calcul des réactions des solives

ELU :

$$q_u=16.18 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s= 11.43 \text{ KN/ml}$$

$$R_u = \frac{4.3 \times 16.18}{2} + \frac{4.3 \times 16.18}{2} = 69.57 \text{ kN}$$

$$= \frac{4.3 \times 11.43}{2} + \frac{4.3 \times 11.43}{2} = 49.15 \text{ kN}$$

R_s

$$R_U = R_1 + R_2 = 69.57 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 69.57 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 49.15 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 49.15 \text{ kN}$$

b.Combinaison des charges

- **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times b_s) + g_p] + 1.5 \times Q_{\text{courant}} \times b_s$$

$$q_u = 1,35 [(5.45 \times 0,15) + 0,422] + 1.5 \times 1,5 \times 0,15$$

$$q_u = 2,01 \text{ kN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_{\text{courant}}) \times 0,15$$

$$q_s = 0,422 + (5.45 + 1,5) \times 0,15$$

$$q_s = 1,46 \text{ kN/ml}$$

c.Largeur de la dalle

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5 / 8 = 1,25 \text{ m} \\ b = 5 \text{ m} \end{cases}$$

Donc \longrightarrow $b_{\text{eff}} = 1,25 \text{ m}$

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3} = 1692.19 \text{ kN}$$

- $R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} = 1405,78 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1692.19 \text{ kN} > R_{\text{acier}} = 1405,78 \text{ kN}$$

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

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

d. Vérifications

d.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 :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,01 \times 5^2}{8} + \frac{69,57 \times 5}{2} = 180,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1405,78 \left[\frac{300}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1405,78 \times 95}{2 \times 1759,88} \right) \right] \times 10^{-3} = 368,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 368,39 \text{ kN.m} > M_{sd} = 180,21 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{180,21}{369,39} = 0,48$$

d.2. Vérification de l'effort tranchant

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

$$\bullet \quad A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 5381 - 2 \times 150 \times 10,7 + (7,1 + 2 \times 15) \times 10,7 = 2568 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2568 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 407,72 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{2,01 \times 5}{2} + 84,45 = 89,48 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = 407,72 \text{ kN} > V_{sd} = 89,48 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 203,86 \text{ kN} > V_{sd} = 89,48 \text{ kN}$$

REMARQUE : 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.

d.3. Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,46 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 49.15 \text{ kN}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{5381}{1300 \times 95} = 0,043 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{5381 \times (95 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,043)} + \frac{1350 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4 = 5,25 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,46 \times (5000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,25 \times 10^8} = 0,11 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 49,15 \times 10^3 \times (5000)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,25 \times 10^8} = 2,75 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{max} = +f^1 + f^2 = +0,11 + 2,75 = 2.86 \text{ mm} \quad \text{vérifié}$$

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{tot} = 2.86 + 14.95 = 17,81$$

$$17,81 \text{ mm} < f_{adm} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

d.4. Vérification de déversement

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

Le profilé **IPE300** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un **IPE300** pour les poutres de plancher terrasse et courant.

e. Calcul des connecteurs

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

e.1. Détermination de (Resistance au cisaillement)

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

Avec :

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

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

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

$\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas :

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

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

f. 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 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

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

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

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

g. Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf(R_{\text{béton}}; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf(1759,88; 1405,78) \longrightarrow R_L = 1405,78 \text{ kN}$$

k. Nombre de connecteurs : par la demi-portée

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

On prend **24 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **48 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$e_{\max} = 6h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{5200}{48-1} \longrightarrow esp = 110,64 \text{ mm}$$

Donc on prend **48 connecteurs**, avec un espacement de **110,64 mm**

II.6 Pré dimensionnement des poteaux

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

➤ Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure, dans notre cas c'est le 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 sollicite 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.

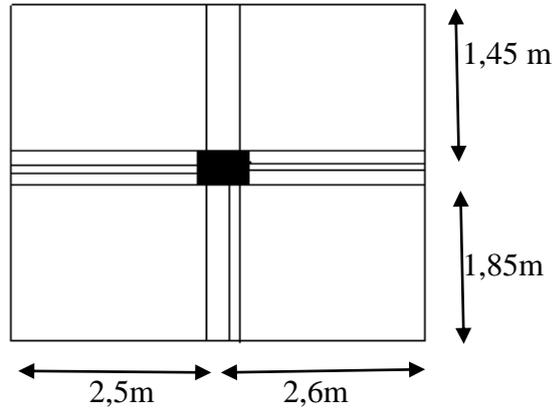


Figure.II.5 : Le poteau le plus sollicité

II.6.1 Les surfaces qui reviennent aux poteaux

- Calcul de la surface

S_1 pour (RDC.... 8^{eme} étage) = 16,83 m²

▪ **La descente des charges**

➤ $S_1=16,83m^2$

▪ **Les charges permanentes**

- Poids des poutres porteuses (IPE 300) $(0,422 \times 4,55) = 1,920 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses (IPE 120) $(0,104 \times 3,55) = 0,369 \text{ kN}$
- Poids des solives (IPE 120) $(0,104 \times 3,55) \times 2 = 0,738 \text{ kN}$

▪ **Les charges permanentes**

- Poids du plancher terrasse..... $5,78 \times 16,83 = 97,277 \text{ kN}$
- Poids du plancher courant..... $5,45 \times 16,83 = 91,723 \text{ kN}$

▪ **Les charges d'exploitation**

- Plancher terrasse..... $1 \times 16,83 = 16,83 \text{ kN}$
- Plancher courant..... $1,5 \times 16,83 = 25,245 \text{ kN}$

▪ **Charge permanente**

Tableau.II.5 : La charge permanente sur le poteau central.

Niveaux	Surface (m ²)	Charge permanente(kN)
8 ^{eme} étage	16,83	100,304
7 ^{eme} étage	16,83	200,170
6 ^{eme} étage	16,83	300,036
5 ^{eme} étage	16,83	399,902
4 ^{eme} étage	16,83	499,760
3 ^{eme} étage	16,83	599,626
2 ^{eme} étage	16,83	700,350
1 ^{eme} étage	16,83	802,219
RDC	16,83	904,088

▪ **Charge d'exploitation** : après la loi de dégression

Tableau.II.6 : La charge d'exploitation sur le poteau central

Niveaux	Surface(m ²)	Surcharges	La charge de chaque étage	Surcharge s (KN)
8 ^{eme} étage	16,83	$\sum_0=Q_0$	16,83	16,83
7 ^{eme} étage	16,83	$\sum_1=Q_0+Q_1$	25,245	42,075
6 ^{eme} étage	16,83	$\sum_2=Q_0+Q_1+0,9Q_2$	25,245	64,795
5 ^{eme} étage	16,83	$\sum_3=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3$	25,245	84,991
4 ^{eme} étage	16,83	$\sum_4=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4$	25,245	102,663
3 ^{eme} étage	16,83	$\sum_5=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5$)	25,245	117,810
2 ^{eme} étage	16,83	$\sum_6=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5Q_6$)	25,245	130,432
1 ^{eme} étage	16,83	$\sum_7=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5Q_6+0,4Q_7$)	25,245	140,530
RDC	16,83	$\sum_8=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5Q_6+0,4Q_7+0,3Q_8$)	25,245	148,104

II.6.2 Pré dimensionnement

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

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

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

$$N_{sd} = 1,35 * 100,304 + 1,5 * 16,83 = 160,655 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{160,655 * 1,1}{275} * 10^3 \rightarrow A = 6,42 \text{ cm}^2 \quad [6]$$

On prend un HEA 160 avec : $A = 38,77 \text{ cm}^2$

- **Poteau central**

Tableau.II.7 : Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (cm2)	Profilé	A (cm2)
8^{eme} étage	160,655	6,42	HEA 160	38,77
7^{eme} étage	333,343	13,33	HEA 160	38,77
6^{eme} étage	502,241	20,08	HEA 160	38,77
5^{eme} étage	667,354	26,69	HEA 160	38,77
4^{eme} étage	828,681	33,147	HEA160	38,77
3^{eme} étage	986,210	39,448	HEA 180	45,25
2^{eme} étage	1441 ,120	45,64	HEA 200	53,83
1^{eme} étage	1293,790	51,75	HEA 200	53,83
RDC	1442,674	57,70	HEA 220	64,34

- **Poteau du RDC**

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 904,088 + 1,5 \times 148,104$$

$$N_{sd} = 1442,674 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{1442,674 \times 1,1 \times 10^3}{275} = 57,70 \text{ cm}^2$$

[6] Profilé choisi **HEA220** \rightarrow **A = 64,34 cm²**

Tableau.II.8 : caractéristiques de profile HEA220

<i>G</i> <i>Kg/ml</i>	<i>A</i> <i>cm²</i>	<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>
50,5	64,34	210	220	11	7	5410	1955	568,5	9,17	5,51

II.6.3 Vérification du flambement

- **Poteau central : Poteaux HEA220 (RDC)**

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2 et 3

$\gamma_{M1} = 1,1$

χ : Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 275$ MPa

$Lfy = 0.7lo = 2.24$

$Lfz = lo = 3.2$

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{i_y} = \frac{2240}{91.7} = 24.427$$

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{i_z} = \frac{3200}{55.1} = 58.076$$

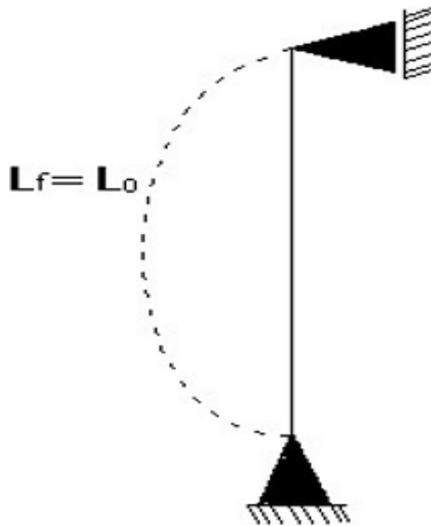


Figure.II.6 : schéma statique du Poteau pour les étages

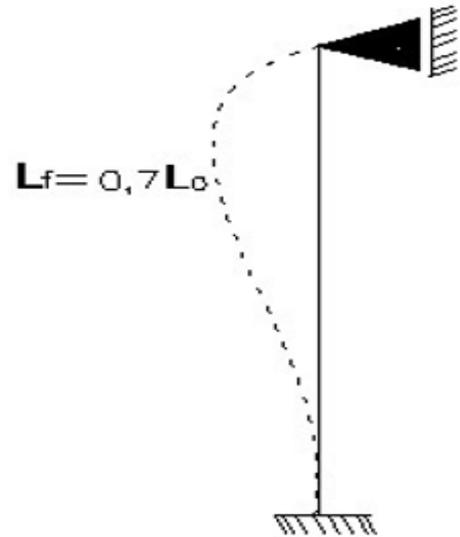


Figure.II.7 : schéma statique du Poteau pour RDC

$$\lambda = \max(\lambda_z, \lambda_y) = (58.076, 24.427) = 58.076$$

L'axe de flambement y- y

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta} = \frac{58.08}{93.91 \times 0.92} \times \sqrt{1} = 0.67 > 0.2$$

Il ya un risque de flambement

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 < 1.2$$

$$T_f = 11\text{mm} < 100\text{mm}$$

$$\text{Courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0.34$$

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$$\emptyset = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.672 - 0.2) + 0.672^2] = 0.806$$

$$X = \frac{1}{(\emptyset + \sqrt{(\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2)})} = \frac{1}{0.806 + \sqrt{(0.806^2 - 0.67^2)}} = 0.797$$

$$N_{sd} = 1442,674 \text{ kN} < N_{brd} = 1281.974 \text{ kN} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

REMARQUE

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.II.9 : Les vérifications du flambement pour poteau central.

Niveau étage	Profilé	χ	N_{sd} (KN)	N_{brd} (KN)	Condition
8 ^{ème}	HEA160	0,64	160,655	624,759	Vérifiée
7 ^{ème}	HEA 160	0,64	333,343	624,759	Vérifiée
6 ^{ème}	HEA 160	0,64	502,241	624,759	Vérifiée
5 ^{ème}	HEA 160	0,64	667,354	624,759	Non Vérifiée
4 ^{ème}	HEA 160	0,64	828,681	624,759	Non Vérifiée
3 ^{ème}	HEA180	0,712	986,210	806,545	Non Vérifiée
2 ^{ème}	HEA200	0,760	1141,12	1023,641	Vérifiée
1 ^{er}	HEA200	0,760	1293,790	1023,641	Non Vérifiée
RDC	HEA 220	0.797	1442,674	1281.974	Non Vérifiée

II.7 Conclusions

A l'issus de ce chapitre, tous les éléments sont dimensionnés selon les différentes recommandations.

- ✓ **Les poutres :** Le tableau suivant montre le choix final des poutres et des solives.

Tableau II.10 : Choix final des poutres et des solives.

Poutre principale (porteuse)	IPE300
Poutre secondaire (non porteuse)	IPE120
Solive	IPE120

- ✓ **Les poteaux :** Le choix final des profiles est représenté dans le tableau ci-dessous

Tableau.II.11 : Choix final de profilé

Niveau étage	Profilé
8 ^{ème}	HEA 200
7 ^{ème}	HEA 200
6 ^{ème}	HEA 200
5 ^{ème}	HEA 220
4 ^{ème}	HEA 220
3 ^{ème}	HEA 220
2 ^{ème}	HEA 240
1 ^{er}	HEA 240
RDC	HEA 240

- ✓ Nous remarquons que les sections des profils sont petites car les travées sont petites. Ces résultats est acceptable car notre construction a la base est une construction, en béton armé, nous l'avons adapté à une construction en charpente métallique

CHAPITRE III

LES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. ACROTÈRE

III.1.1. Introduction

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

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

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

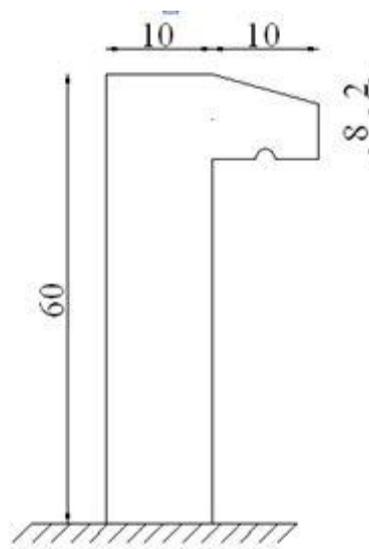


Figure. III.1 : L'acrotère

III.1.2. Evaluation des Charges

a. Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN / ml}$$

$$G=2,117\text{kN/ml}$$

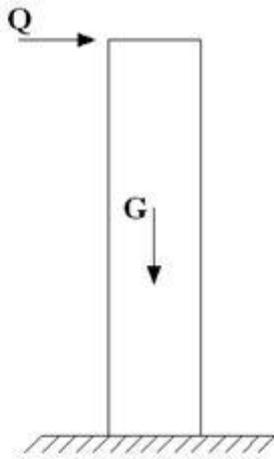


Figure. III.2 : Sollicitations de l'acrotère

b. Charge d'exploitation

- $Q=1,00\text{kN/ml}$

- L'action des forces horizontales : $(F_p)[5]$

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$]groupe 2.

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

W_p : Poids de l'acrotère = $2,117kN$.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117 = 1,694kN$.

$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,694 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 1,694 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de $1m$ de largeur :

$$G = 2,117kN/ml \text{ et } Q = 1,694kN/ml$$

III.1.3. Calcul des Efforts

Pour une bande de $1m$ de largeur :

E.L.U:

$$N_u = 1,35G = 2,858kN$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,525kNm$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,541kN$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,117kN$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,016kN.m$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,694kN$$

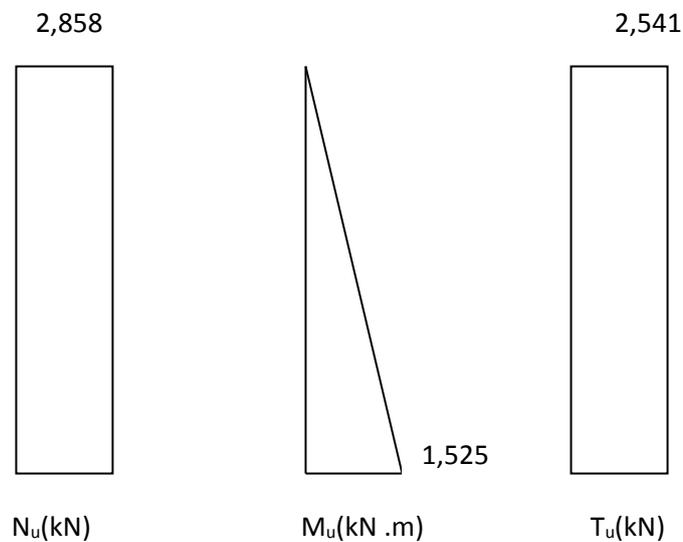
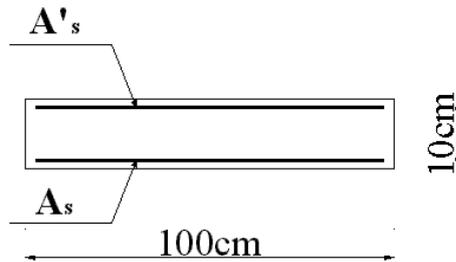


Figure III.3: diagrammes des effort à l'ELU

III.1.4. Ferrailage de L'acrotère

$h=10\text{cm}; b=100\text{cm}; d=0.9h = 9\text{cm}; f_{c28}=25\text{MPa}; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}; c=c'=2\text{cm}; f_e=400\text{MPa}$



Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{2,858} = 53,36 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,611 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 51,84 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43,63 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5. Vérification de la Section d'Acier [4]

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa}; f_e=400\text{MPa}; b=100\text{cm}; d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}^2; 1,087 \text{ cm}^2\} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $5T6=1,41\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.1.6. Armatures de Répartitions

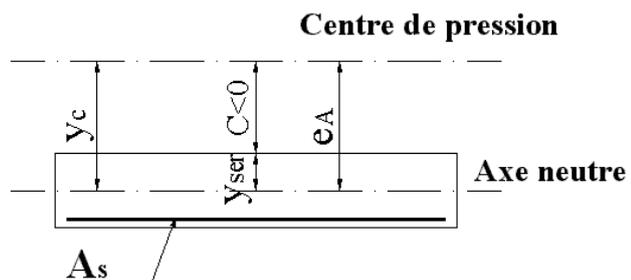
$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,352 \text{ cm}^2$$

On choisi $4T6=1,13\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18 \text{ cm}$

III.1.7. Vérification à L'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ cm}$$



On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée...}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le [4], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5538,11 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 153012,90 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,75 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,83$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,54 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 49,8 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 35,74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 49,8 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 49,8 - 43 = 6,8 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} y_{ser} = 6,8 \text{ cm} \\ y_c = 49,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 10583,44 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

Vérification des contraintes [4]**a. Contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117 \cdot 10^3 \times 48,91 \cdot 10}{10583,44 \cdot 10^4} \right) \times 6,8 \times 10 = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e, \sqrt{n} f_{tj}) \right) = 201,6 \text{ MPa} \quad [4]$$

$$\sigma_s = 3,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.1.8. Vérification de l'Effort Tranchant [4]

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{vérifiée}$$

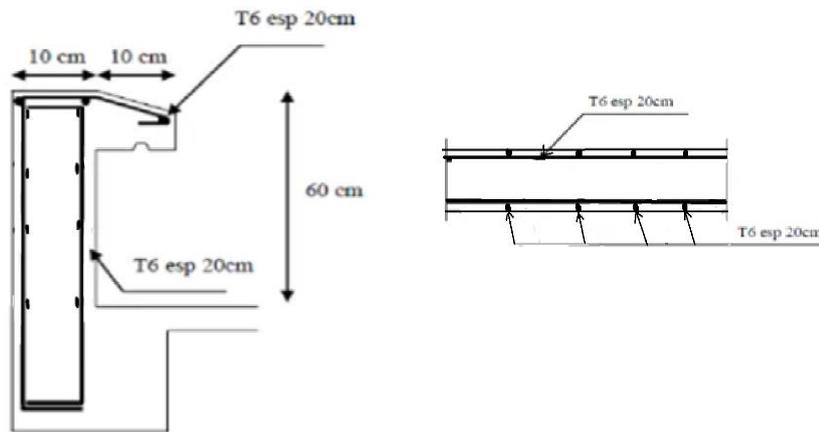


Figure. III.4 : Ferrailage de l'acrotère

III.2 Étude des escaliers

III.2.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

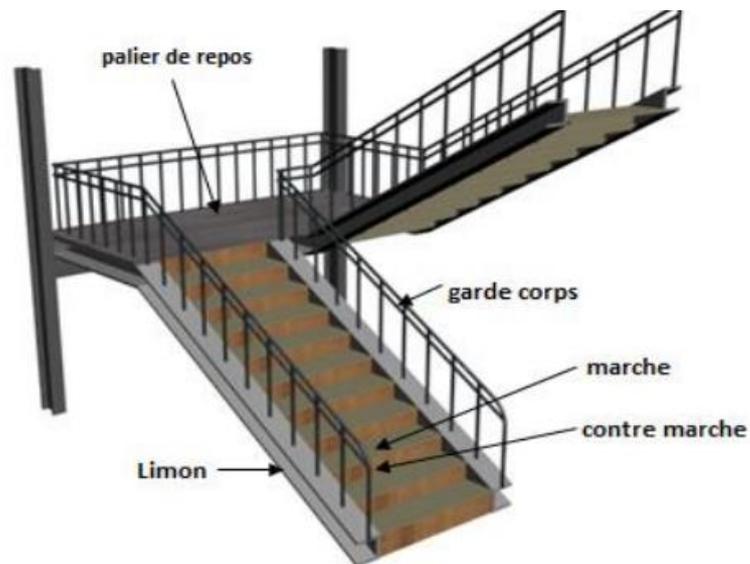


Figure.III.5 : vue d'un escalier

-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 encastrés entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

III.2.2. Pré dimensionnement de l'escalier

Caractéristiques géométriques

Hauteur du contre marche donné par : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

Largeur de la marche (giron) donné par : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 1,6 \text{ m}$.

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

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 * h \leq 64 \text{ cm}$$

$$\text{avec : } h = \frac{H}{n}$$

$$\text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \longrightarrow n = \frac{160}{17} = 9 \text{ (contremarches)}$$

$$n - 1 = 8 \text{ (marches)}$$

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 * 16 \leq 64 \text{ cm} \longrightarrow 28 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} ; \text{ On prend } g = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,6}{2,4} = 0,666 \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

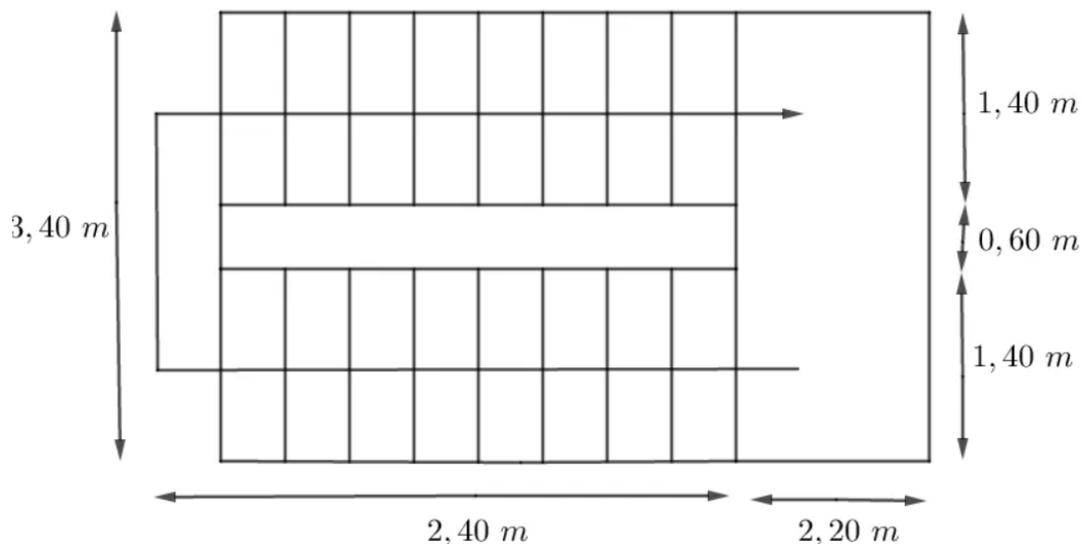


Figure III.6 : Vue en plan de l'escalier

III.3 Dimensionnement des supports de marches

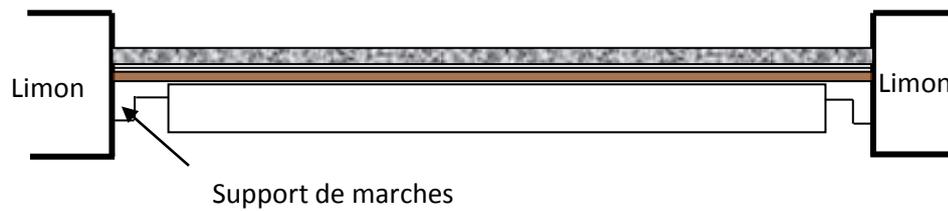


Figure III.7: Disposition des cornières

- Longueur de la marche : 1,4m
- Largeur de la marche : 0,3m

Evaluation des charges et surcharges

Matériaux	Charges permanentes (kN/m ²)
• La tôle d'épaisseur 8 mm	0,720
• mortier de pose	0,360
• revêtements carrelage	0,400
Charges totale : G= (72+36+40) x 0,3	0,444 KN/m

❖ Charges d'exploitation $Q=250 \times 0,3=0,75\text{kN/m}$.

1- Pré dimensionnement des supports de marches : (condition de rigidité)

On a une poutre posée sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc

$$\text{la flèche est : } f = \frac{5ql^4}{384EI}, \text{ et : } f_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

$$Q_{\text{ELS}} = G+Q = 44,4+75= 1,194\text{kN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sd} \times l^3 \times 300}{384 \times E}; I_y \geq \frac{5 \times 119,4 \times 10^{-2} \times 140^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 6,094\text{cm}^4$$

On opte pour une cornière L40 x 40 x 6 avec : $I_y = 6,31\text{cm}^4$

Vérification à l'ELU

$$Q_{\text{ELU}} = 1,35G+1,5Q = 1,35(44,4+3,03) + 1,5 \times 75=1,76530\text{kN/m}$$

a- **Classe de la section** la cornière est de classe 1.

b- Vérification de l'effort tranchant $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{ysd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{176,530 \times 1,4}{2} = 1,23571 \text{ kN}$$

$$V_{yplRd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{4,48 \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,1} = 64,66323 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} < V_{yplRd} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$V_{y sd} = 1,14691 \text{ kN} < 0,5 V_{yplRd} = 0,5 \times 6466,323 = 32,33161 \text{ kN}$$

alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant $M_{y.sd} \leq M_{el.y.Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{176,530 \times 1,4^2}{8} = 0,43249 \text{ kN.m}$$

$$M_{elyRd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2,26 \times 2750}{1,1} = 56,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{elyRd} \dots\dots\dots \text{ok}$$

2.1- Vérification à l'ELS $f_{max} \leq f_{ad}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{122,43 \times 10^{-2} \times 140^4}{2,1 \times 10^6 \times 6,31} = 0,462 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{140}{300} = 0,467 \text{ cm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \dots\dots\dots \text{ok.}$$

La cornière L40×40×6 est adopté comme support des marches.

III.3.1 Dimensionnement des limons

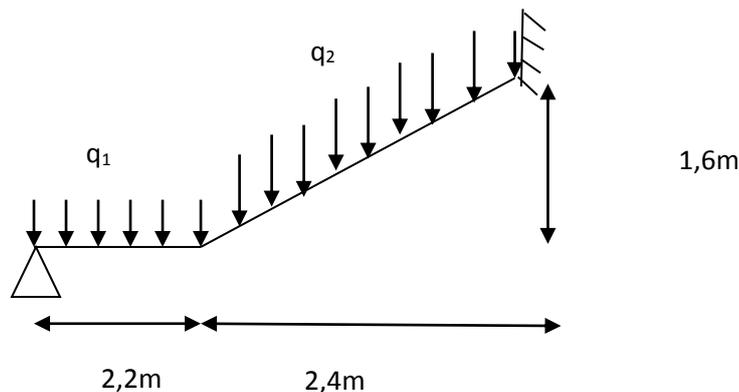


Figure III.8 : Charges appliquées sur un limon

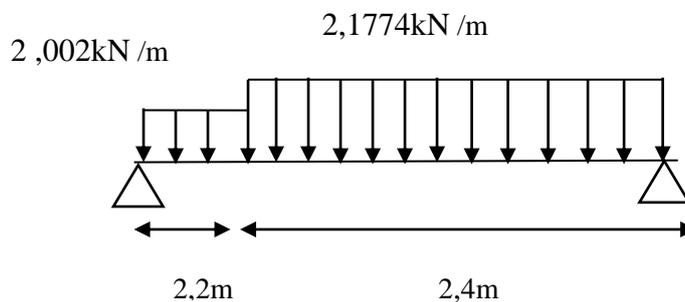
1- Evaluation de charges

▪ Volée

Matériaux	Charges permanentes (kN/m)
<ul style="list-style-type: none"> • Cornière L40.40.6 (3,03x 1,4/0,3) • Tôle d'épaisseur (e =8mm) • Mortier de pose • Revêtements carrelages • Garde-corps (cloison) 	<p>0,1414</p> <p>0.720</p> <p>0,360</p> <p>0,400</p> <p>1,000</p>
Charge sur un limon: $G_v = (0.72+0.36+0.40) \times 1,4/2+0.1414+1$	2,1774

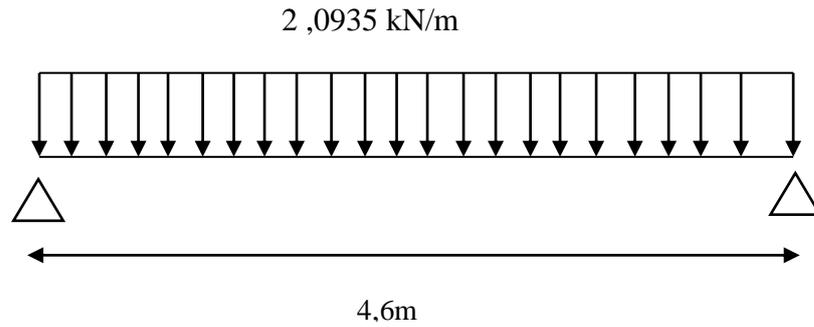
▪ Palier

Matériaux	Charges permanentes (kN/m)
<ul style="list-style-type: none"> • Dalle en béton (e=8cm) • TN40 • Mortier de pose • Revêtements carrelage 	<p>2,00</p> <p>0,10</p> <p>0,36</p> <p>0,40</p>
Charge totale : $G_p = (200+10+36+40) \times 1,4/2$	2,002



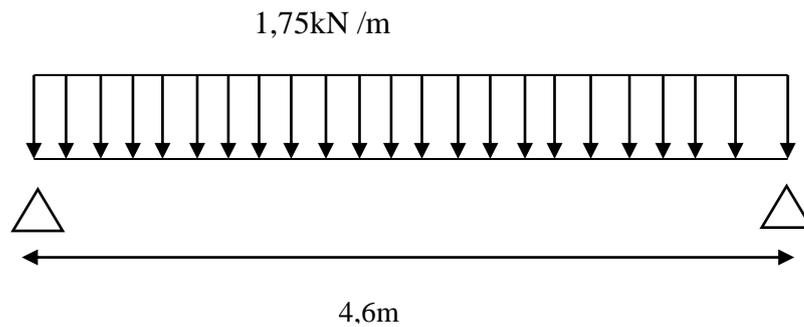
On peut exprimer G_p et G_v par une charge équivalente calculée par la formule suivante

$$G_{eq} = \frac{200,2 \times 2,2 + 217,74 \times 2,4}{4,6} = 2,0935 \text{ kN/m}$$



a) Charges d'exploitations

$$Q=250 \times 1,4/2=1,75\text{kN/m}$$



On considère le limon comme une poutre simplement appuyée posée chargé par un chargement uniforme.

$$f = f_G + f_Q = \frac{5 \times G_{eq} \times l^4}{384 \times EI} + \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times (G_{eq}+Q) \times l^4}{384 \times EI} \leq f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times (G_{eq}+Q) \times l^3 \times 300}{384 \times E} ; I_y \geq \frac{5 \times 434,751 \times 10^{-2} \times 460^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 787,145 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN160 avec $I_y=925 \text{ cm}^4$

2- Vérification à l'ELU

a- Classe de la section

❖ âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{118}{7,5} = 15,73 < 72 \xi = 66,52 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

❖ Semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w}{t_f} = \frac{57,5}{10,5} = 5,47 < 10 \xi = 9,2 \implies \text{la semelle set de classe - 1-}$$

UPN180 est de classe 1.

b- Vérification de l'effort tranchant $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{(1,35G_{eq} + 1,5Q) \times l}{2} = \frac{613,16 \times 4,6}{2} = 14,10 \text{ 276kN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{12,6 \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,1} = 181,86 \text{ 533kN}$$

$\Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$
ok

$V_{sd} = 14,10 \text{ 276kN} < 0,5V_{plRd} = 0,5 \times 18186,533 = 90,93266 \text{ kN}$

alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant

$$M_{ysd} = \frac{(1,35G_{eq} + 1,5Q) \times L^2}{8} = \frac{613,16 \times 4,6^2}{8} = 16,21808 \text{ kN.m}$$

$$M_{plyRd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{138 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 34,50 \text{ kN.m}$$

$M_{ysd} < M_{PlyRd}$ ok

⇒ L'élément est vérifié.

III.3.2 Dimensionnement de la poutre palière

1) Evaluation des charges

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

ELU : $R = (1,35G_{eq} + 1,5Q) \times \frac{l}{2}$

$$R = (1,35 \times 259,715 + 1,5 \times 175) \times \frac{4,6}{2} = 14,10165 \text{ kN}$$

ELS: $R = (G_{eq} + Q) \times \frac{l}{2}$

$$R = (259,715 + 175) \times \frac{4,6}{2} = 9,99844 \text{ kN}$$

2) Pré dimensionnement de la poutre palière (Condition de rigidité $f_{max} \leq f_{adm}$)

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{eq} \times l^3 \times 300}{384 \times E} \geq \frac{5 \times 999,844 \times 220^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 1653,015 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE200; avec $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

3) Vérification à l'ELU

a- Classe de la section

❖ âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,39 < 72 \xi = 66,55 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

❖ semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{100/2}{8,5} = 5,88 < 10\xi = 9,24 \implies \text{la semelle set de classe - 1-}$$

IPE180 est de classe 1

b- Vérification de l'effort tranchant $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{y_{sd}} = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{1410,165 \times 2,20}{2} = 31,02363 \text{kN}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{14 \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,1} = 202,07259 \text{kN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

.....ok

$$V_{sd} = 31,02 \text{ 363 kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 202,07259 = 101,03629 \text{ kN}$$

alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant $M_{y_{sd}} \leq M_{plyRd}$

$$M_{sd} = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{1410,165 \times 2,20^2}{8} = 8,53149 \text{kN.m}$$

$$M_{plyRd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{220,6 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 55,15 \text{kN.m}$$

$$M_{y_{sd}} < M_{plyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

III.3 Conclusion

Ce chapitre a permis de vérifier les éléments secondaires, les profiles suivant sont satisfaisants pour notre structure :

- ❖ La cornière **L40×40×6** est adopté comme support des marches.
- ❖ Pour les volées et les paliers nous avons des **UPN160**.
- ❖ Pour les poutres palières nous avons des **IPE 200**.

CHAPITRE IV
ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface terrestre, il est provoqué par le processus de déformation et de rupture à l'intérieure de la croute terrestre, l'énergie cumulée est libérée se forme de vibrations qui se propagent dans toutes les directions, appelées Ondes sismique, celles-ci engendrent d'importantes secousses. L'intensité de ces secousses peut réduire un ouvrage en ruine, et générer par conséquent des pertes sur les vies humaines qu'il abrite, et pour cela, le but de l'étude est de remédier à ce phénomène par une conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de sécurité acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

IV.2. Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) 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.

La méthode statique équivalente

a- Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b- Modélisation

1. Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

2. La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
3. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

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.

- **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.

Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action 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.

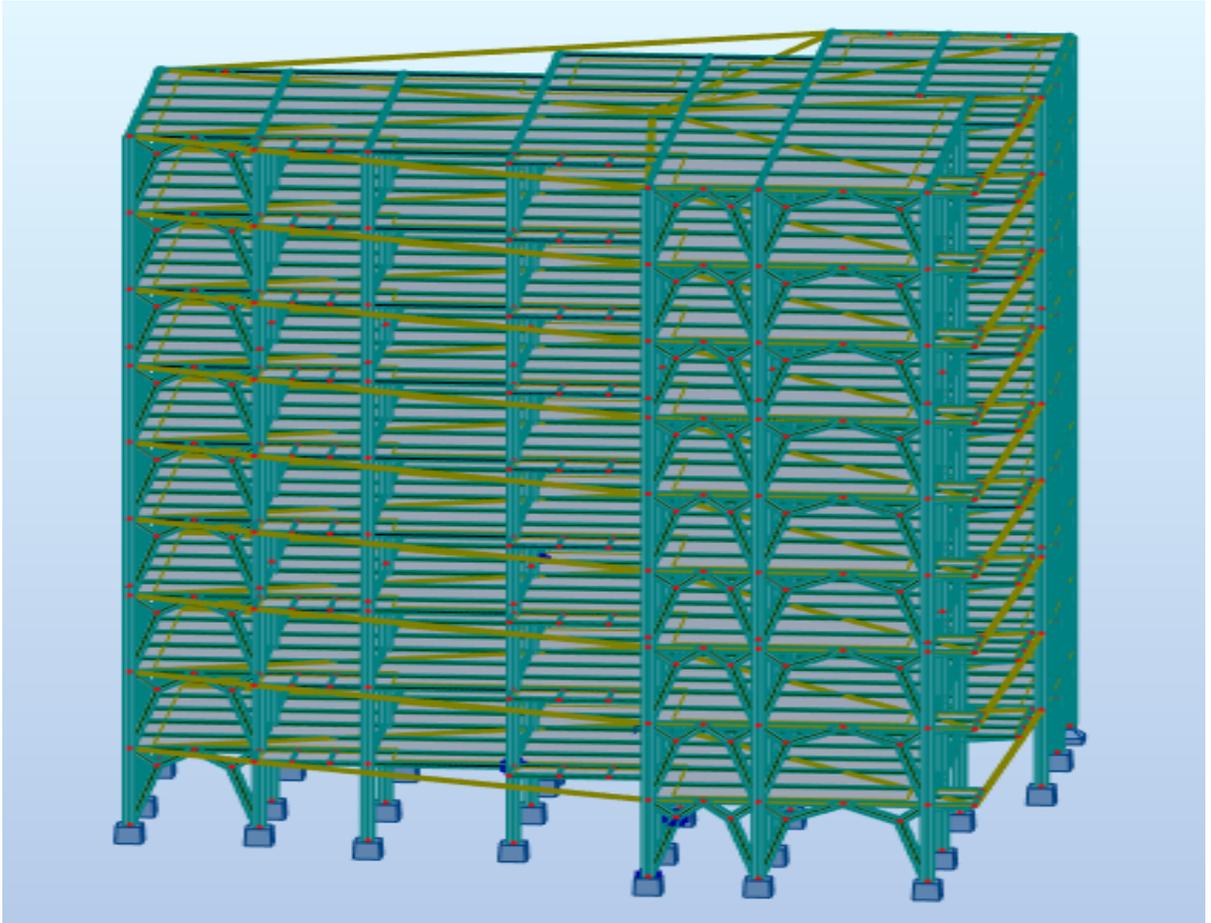


Figure IV.1 : Vue d'ensemble de la structure

IV.3. Calcul de la force sismique totale [5]

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

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

A : coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/2003, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas :

Zone III et bâtiment habitation

$A=0.25$; Groupe d'usage 2

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

T₂ : Période caractéristique associé à la catégorie du site, donnée par le tableau

Tableau IV.1 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70

D'après la catégorie du site s3 donc : **T₂ = 0.50 s**

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

Portique en acier avec remplissage léger donc : $\xi = 5\%$ Donc $\eta = 1$

T : période fondamentale de la structure

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} D_x = 21,13\text{m} \\ D_y = 22,95\text{m} \end{cases}$$

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

h_N = 28.80 m

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type remplissage et donné par

Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie. **C_T** = 0,05

A partir de tous ces donnée :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{28,80}{\sqrt{21,13}} = 0,563 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{28,80}{\sqrt{22,95}} = 0,541 \text{ s} \end{array} \right. \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 28,80^{3/4} = 0,62 \text{ s} \end{array} \right.$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) : $T_x = \min (0,563; 0,62) \Rightarrow T_x = 0,563 \text{ s}$.
- Sens (y-y) : $T_x = \min (0,541 ; 0,62) \Rightarrow T_x = 0,541 \text{ s}$.
- $1,3 \times T_x = 0,731 \text{ s}$
- $1,3 \times T_y = 0,703 \text{ s}$

Calcul la valeur de D

- $D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,731} \right)^2 = 1,940$
- $D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,703} \right)^2 = 1,991$

R : coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de contreventement.

$$R = 3$$

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en 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.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

Tableau IV.2 : facteur de qualité

Les Critères	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$Q_x=1,05$

$Q_y=1,05$

Résumé des valeurs :

Tableau IV.3 : des parametres sismique

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0,25	0,25
Q	1,05	1,05
R	3	3
D	1,940	1,991

les donnée sont les suivantes :

- La zone III .
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de la qualité de la structure $Q_x= 1 ,05$.
- Facteur de la qualité de la structure $Q_y= 1,05$.
- Coefficient de comportement global de la structure $R= 3$.
- Site ferme : S3.
- Le pourcentage (%) d'amortissement critique $\xi = 5\%$.

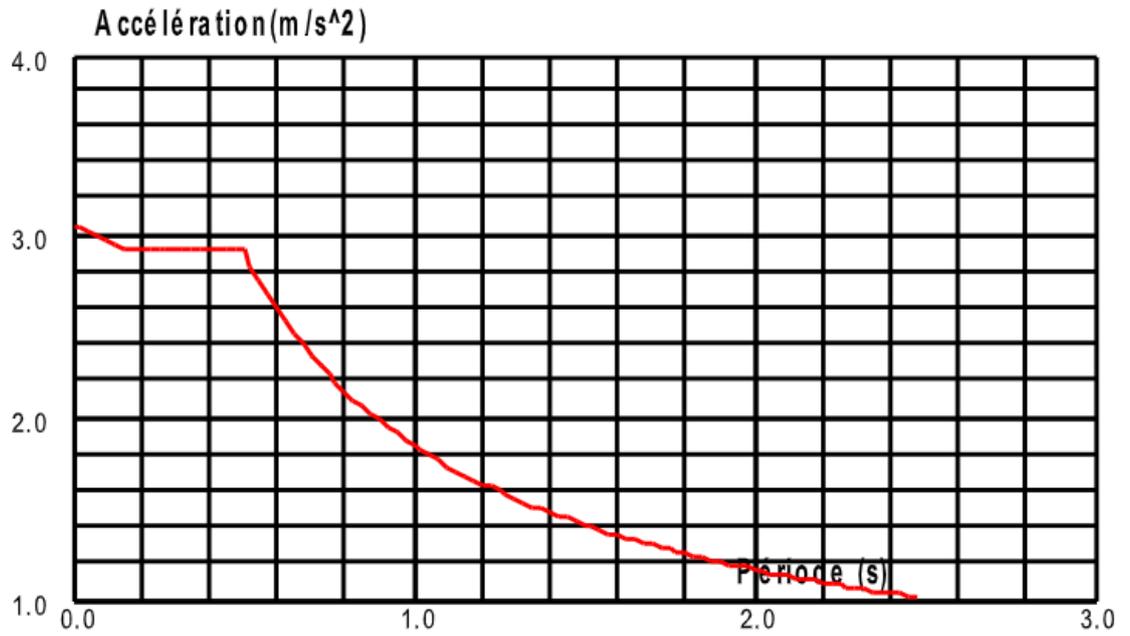


Figure. IV. 2 : Diagramme de spectre de réponse selon x

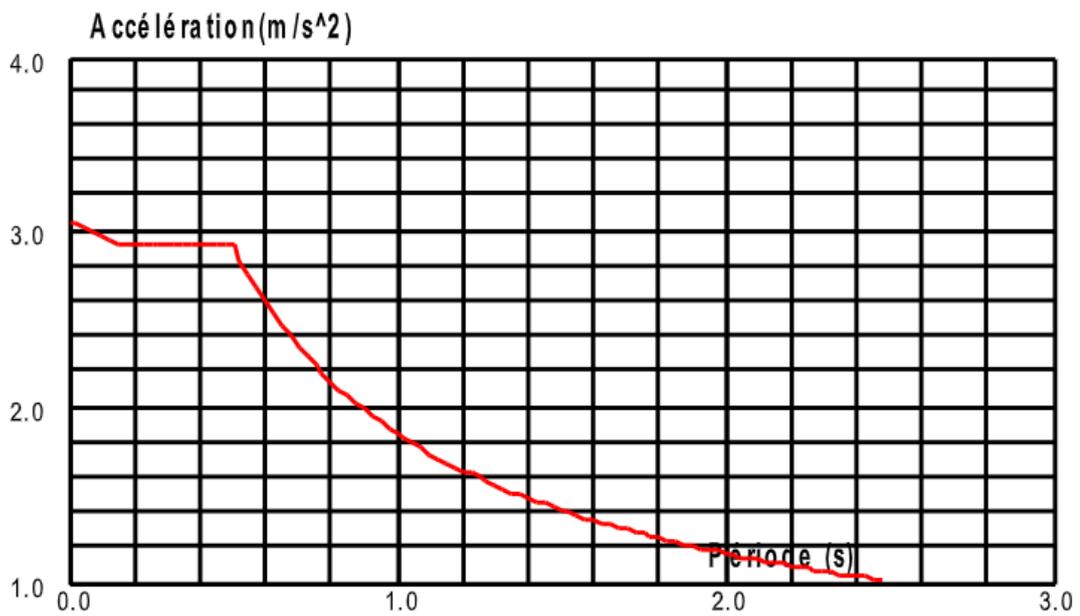


Figure. IV. 3 : diagramme de spectre de réponse selon y

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

IV.4.1. Vérification de la structure [5]

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

IV.4.1.1. Modèle initial

a- Les résultats du model initial

- les dimensions des éléments utilisé :
 - Poutre principale : IPE 300
 - Poutre secondaire : IPE 120
 - Solive : IPE 120
 - Poteaux : HEA240 (RDC-1^{er}-2^{eme} étages) ; HEA220 (3^{eme}-4^{eme}-5^{eme} étages) ; HEA200 (6^{eme}-7^{eme}-8^{eme} étages)
 - Palées triangulées en v : Profilée Double UPN 140

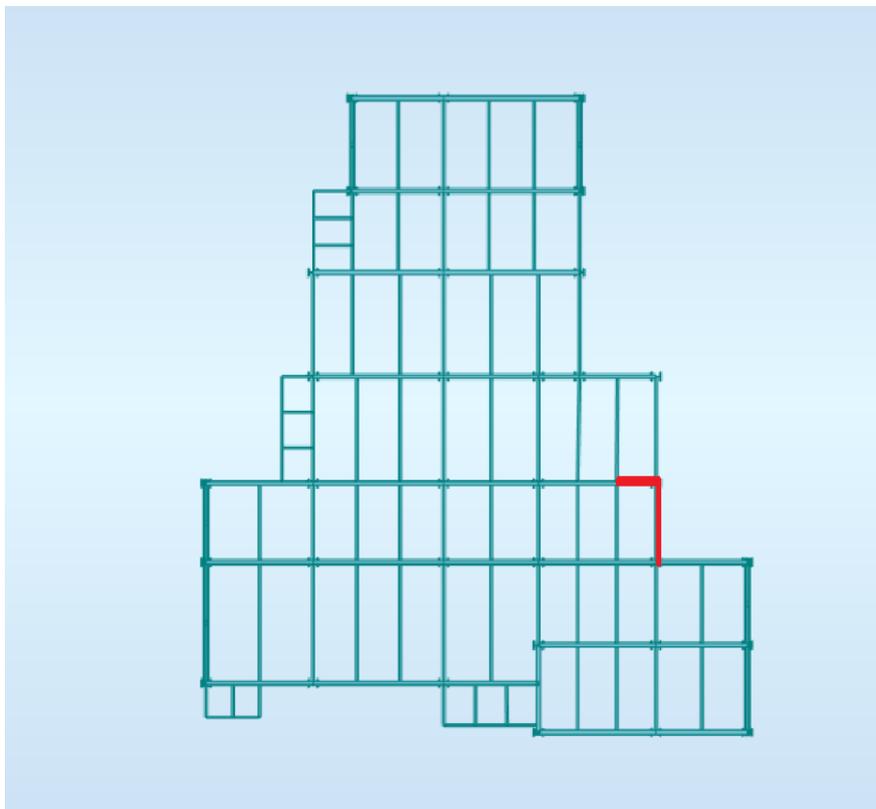


Figure VI.4 : vue les contreventements de la structure

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=3,77s$

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x

Tableau IV.4 : Les périodes et les facteurs de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	3.77	0.06	70.36	0.06	70.36
2	1.50	0.07	0.27	0.13	70.63
3	1.26	77.48	0.77	77.61	31.40
4	1.13	1.81	16.51	79.42	87.91
5	0.58	0.00	4.37	79.42	92.29
6	0.48	0.02	0.90	79.44	93.19
7	0.42	11.09	0.00	90.54	93.19
8	0.37	0.00	2.36	90.54	95.55
9	0.27	0.01	0.48	90.54	96.04
10	0.26	0.00	1.24	90.54	97.27

IV.4.1.2 Vérification sismique

- La force sismique totale

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,940 \times 1,05}{3} \times 20733,70 = 3519,54 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,991 \times 1,05}{3} \times 20733,70 = 3612,06 \text{ kN}$$

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

$$r = \frac{0,8 V_{st}}{V_{dyn}}$$

- Vérification des efforts tranchant

D'après le fichier des résultats du Robot on a

$$V_{dyn,X} = 514,8 \text{ kN}$$

$$V_{dyn,Y} = 1361,91 \text{ kN}$$

On à :

$$0,8V_{st,X} = 0,8 \times 3519,54 = 3519,54 \text{ kN} < V_{dyn,X} \text{ (condition non vérifiée).}$$

$$0,8V_{st,Y} = 0,8 \times 3956,08 = 3612,06 \text{ kN} < V_{dyn,Y} \text{ (condition non vérifiée)}$$

Interprétations

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure avec le minimum de contreventement.

[5] impose le renforcement de telle structure avec des contreventements en X ou en V. La structure est très souple donc on doit augmenter sa rigidité en ajoutant des contreventements. Après plusieurs analyses de notre structure, nous obtenons le modèle final

IV.4.1.3. Modèle final

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en V qui reprennent la totalité des charges horizontales dues au séisme comme il est indiqué dans la figure IV.5 :

- **Les dimensions des éléments utilisés :**
 - Poutre principale : IPE 300
 - Poutre secondaire : IPE 180
 - Solive : IPE 180
 - Poteaux : Poteau HEA400 (RDC-1^{er}-2^{eme} étages)
Poteau HEA360 (3^{eme}-4^{eme}+5^{eme} étages)
Poteau HEA340 (6^{eme}-7^{eme}-8^{eme} étages)
 - Palés triangulés en V : Profilée Double UPN 260

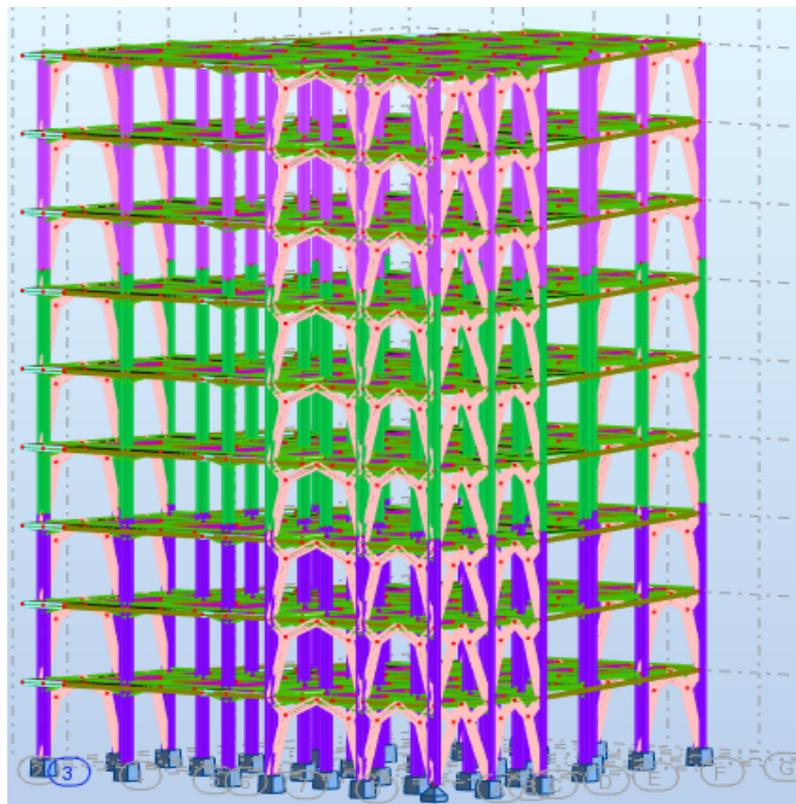


Figure. IV.5 : Disposition des CV en (V) .

a- Les résultats

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T= 1$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de rotation.

b- Caractéristiques dynamiques propres

Tableau IV.5 : Les périodes et les facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1	2.64	68.38	2.64	68.38
2	0.85	74.95	2.75	77.59	71.13
3	0.53	0.07	0.20	77.65	71.33
4	0.32	0.66	18.11	78.31	89.44
5	0.28	12.11	0.75	90.43	90.19
6	0.18	0.01	0.00	90.44	90.19
7	0.17	0.45	4.66	90.89	94.85
8	0.16	3.61	0.41	94.49	95.27
9	0.12	0.15	1.85	94.64	97.12
10	0.11	1.86	0.13	96.50	97.25

a- Constatations

- Une période fondamentale : $T= 1$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le premier mode et second mode sont des modes de translation
- Le troisième mode est mode de torsion.

Calcule facteur d'amplification dynamique moyen :

Le sens X

$$\mathbf{T} = \min \begin{cases} T_{\text{any}} = 1 \text{ s} \\ 1.3 T_{\text{temp}} = 0,731 \text{ s} \end{cases} \longrightarrow \mathbf{T}_x = \mathbf{0,731 \text{ s}}$$

Le sens Y

$$\mathbf{T} = \min \begin{cases} T_{\text{any}} = 1 \text{ s} \\ 1.3 T_{\text{temp}} = 0,703 \text{ s} \end{cases} \longrightarrow \mathbf{T}_y = \mathbf{0,703 \text{ s}}$$

Avec $\mathbf{T}_2 = \mathbf{0,50 \text{ s}}$

Donc

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,731} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,940 \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,703} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,991 \end{array} \right.$$

La force sismique totale

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,940 \times 1,05}{3} \times 21501,86 = 3649,94 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,991 \times 1,05}{3} \times 21501,86 = 3745,89 \text{ kN}$$

IV.4.1.4. Vérification sismique

Vérification de l'effort tranchant

	Le sens x	Le sens y
V (kN)	3649,94	3745,89
0.8V (kN)	2919,95	2996,71

$$\left\{ \begin{array}{l} Vt_x = 3560,55 \text{ kN} \\ Vt_y = 3430,80 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$Vt_x \geq 0,8 \times V_x \quad \text{Vérifiée}$$

$$Vt_y \geq 0,8 \times V_y \quad \text{Vérifiée}$$

IV.5. Vérification des déplacements inter étages [11]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

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

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$.

Δ_K^y : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $y-y$.

δ_{eK}^x : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$.

δ_{eK}^y : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens y - y .

R : coefficient de comportement $R=3$

$$\bar{\Delta} = 0,01 * 320 = 3,20\text{cm}$$

Tableau. IV.6 : Vérification déplacement inter étages.

Z(m)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	1%h étage (cm)	Observation
28.8	1.3	1.2	3.2	Vérifiée
25.6	2.0	2.0	3.2	Vérifiée
22.4	2.1	2.4	3.2	Vérifiée
19.2	2.1	2.7	3.2	Vérifiée
16	2.0	2.9	3.2	Vérifiée
12.8	1.9	3.0	3.2	Vérifiée
9.6	1.6	2.9	3.2	Vérifiée
6.4	1.3	2.7	3.2	Vérifiée
3.2	1.0	2.4	3.2	Vérifiée

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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.

Tableau IV.7 : Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	P(kN)	Vx(kN)	Vy(kN)	Δx (cm)	Δy (cm)	h(cm)	Θ_x	Θ_y	$\Theta \leq 0,1$
RDC	21501.86	3466.66	3310.96	1.3	1.2	320	0.03	0.02	vérifier
1	19096.96	3382.23	3204.33	2	2	320	0.04	0.04	vérifier
2	16703.12	3203.73	3009.4	2.1	2.4	320	0.03	0.04	vérifier
3	14309.28	2964.59	2774.39	2.1	2.7	320	0.03	0.04	vérifier
4	11927.33	2655.43	2501.98	2	2.9	320	0.03	0.04	vérifier
5	9547.09	2296.69	2209.97	1.9	3	320	0.02	0.04	vérifier
6	7166.84	1878.15	1869.8	1.6	2.9	320	0.02	0.03	vérifier
7	4792.42	1360.51	1417.84	1.3	2.7	320	0.01	0.03	vérifier
8	2419.95	740.53	809.04	1	2.4	320	0.01	0.02	vérifier

IV.8. Vérification le coefficient de comportement R

- 1- Les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- 2- Les cadres auto stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls au moins 25% des charge horizontales globales.

Tableau IV.8. Distribution des force horizontaux et verticaux.

	Structure Total	Stabilité	Poteau	% S Total	% Poteau
Vx	3466.66	2598	885	74.94	25.52
Vy	3310.96	3023.18	131.22	91.3	3.96
WT	21501.86	720	20619.81	3.34	9.89

➤ Donc les conditions sont vérifiées

IV.7 Conclusion

Les vérifications du modèle final ont données les verifications suivantes :

- Des modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} rotation pour avoir plus de sécurité.
- L'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- Le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- L'effet P- Δ pour la stabilité de structure.
- Le facteur de comportement R

CHAPITRE V

VERIFICATION DE L'OSSATURE

V.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.

❖ Classification des ossatures de la structure

Une structure métallique est classée sur base des critères suivants selon [2]

Classification en ossature contreventées ou non- contreventées

Une ossature est classée comme contreventée lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins 80%.

- Exemple de vérification suivant l'axe y-y :

$$\psi_{CV} \leq 0,2 \quad \psi_{non-CV} \leq \psi_{CV} = 3 \text{ cm} < 0,2 \quad \psi_{non-CV} = 0,2 \times 13,1 = 26,2 \text{ cm}$$

Classification en ossature rigide ou souple

Une ossature est classée comme ossature rigide, si $\alpha_{cr} = \frac{\delta.V}{h.H} \leq 0,1$

$$\alpha_{cr} = \frac{3 \times 2209,97}{320 \times 9574,09} = 0,002 \leq 0,1 \dots \dots \dots CV$$

Les conditions étant vérifiées est où notre structure est classée comme une structure à nœuds fixes

➤ Le déversement

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

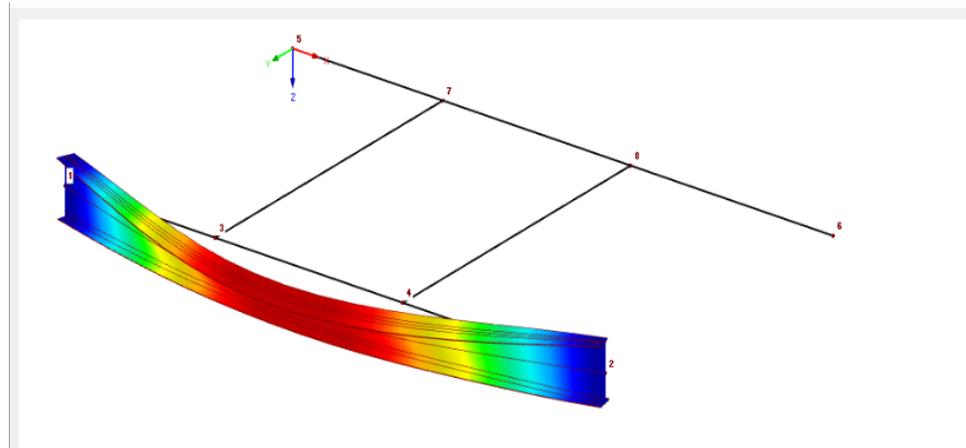


Figure.V.1 : Phénomène du déversement.

➤ **Le flambement**

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

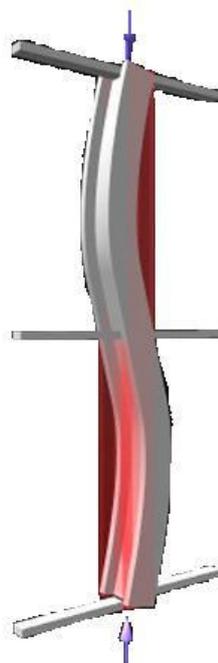


Figure.V.2 : Phénomène du flambement

V.2 Vérification des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion et en compression où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M (M_y et M_z). On se basant sur les vérifications exigées par [7] sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. La vérification se fait pour toutes les combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q + E
- G+0,8E

V.2.1 Vérification des poteaux HEA400 (RDC)

On doit combiner les sollicitations dans les cas plus défavorables :

a. Premièrement

$$N_{SD}^{MAX}, M_{SD,y}^{Correspondent}, M_{SD,z}^{Correspondent}$$

$$HEA400 \begin{cases} N_{SD}^{MAX} = 2673,18 \text{ KN} \\ M_{SD,y}^{Correspondent} = 34,15 \text{ KN.m} \\ M_{SD,z}^{Correspondent} = 22,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé HEA400

Section	Dimensions			Caractéristiques								
	h	b	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{ply}	W_{ely}	W_{plz}	W_{elz}	i_y	i_z
cm^2	mm	mm	mm	mm	cm^4	cm^4	cm^3	cm^3	cm^3	cm^3	cm	cm
159	390	300	19	11	45070	8564	2562	2311	872,9	570,9	16,84	7,34

• **Vérification du flambement**

Les éléments sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Détermination de la longueur de flambement :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{(1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2)) - 0.12(\eta_1\eta_2)}{(1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6(\eta_1\eta_2))}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

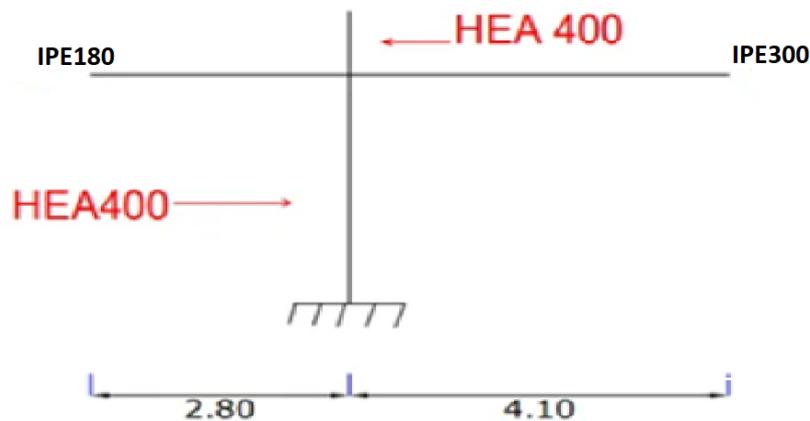


Figure.V.3 : Facteurs de distribution de rigidité

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux = I / H

$K_{poutres}$: rigidité des poutres = I / L

✓ **Axe de flambement y- y :**

	$I_y(\text{cm}^4)$	L(cm)	K(cm^3)
Poteau HEA400	45070	320	140,84
Poutre principale IPE300	8356	410	20,38

$$n_1 = \frac{140,84 + 140,84}{140,84 + 140,84 + 20,38} = 0,93$$

$$n_2 = 0 \text{ (Encastrement)}$$

D'après [2] :

$$\frac{l_{fy}}{l} = 1,783 \longrightarrow l_{fy} = 1,783 \times l \longrightarrow l_{fy} = 570 \text{ cm}$$

✓ **Axe de flambement zz :**

	$I_z(\text{cm}^4)$	L (cm)	K (cm^3)
Poteau HEA400	8564	320	26,76
Poutre principale IPE180	100,9	280	31,53

$$n_1 = \frac{26,76 + 26,76}{26,76 + 26,76 + 31,53} = 0,62$$

$$n_2 = 0 \text{ (encastrement) ;}$$

D'après [2] :

$$\frac{l_{fz}}{l} = 1,31 \longrightarrow l_{fz} = 1,31 \times l \longrightarrow l_{fz} = 421 \text{ cm}$$

$$L_{fy} = 570 \text{ cm}$$

$$L_{fz} = 421 \text{ cm}$$

Calcul de χ_{\min} :

➤ Calcul des élancements moyens : λ_y et λ_z

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{570}{16,84} = 33,84 \\ \lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{421}{7,34} = 57,35 \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_z = \frac{Lf}{iz} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 86,81$$

➤ **Calcul des élancements réduits : $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{33,84}{86,81} = 0,389 > 0,2 \quad \text{Donc ya un risque de flambement suivant l'axe (y-y).} \\ \bar{\lambda}_z = \frac{57,35}{86,81} = 0,66 > 0,2 \quad \text{Donc ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).} \end{array} \right.$$

➤ **Détermination de χ_y et χ_z :**

D'après [2] la courbe de flambement correspondant à la section du poteau HEA400 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \\ \text{Tf} = 19 \leq 40 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Courbe a} \quad \longrightarrow \quad \alpha=0,21 \\ \text{Axe de flambement yy} \end{array} \right.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0,59$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \\ \text{Tf} = 16,5 \leq 40 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Courbe b} \quad \longrightarrow \quad \alpha=0,34 \\ \text{Axe de flambement zz} \end{array} \right.$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0,79$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,66 \Rightarrow : \chi_z = \chi_{\min} = 0,80$$

Calcul μ_y et μ_z :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_z = \overline{\lambda_z} \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{avec } \mu_z \leq 0,90 \\ \mu_y = \overline{\lambda_y} \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,90 \end{array} \right.$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\phi y} = 1,8 - 0,7 \cdot \phi \quad \text{Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{1,49}{33,61} = \mathbf{0,04} \quad \longrightarrow \quad B_{My} = 1,76$$

$$\beta_{M\phi z} = 1,8 - 0,7 \cdot \phi \quad \text{Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{8,87}{21,41} = \mathbf{0,41} \quad \longrightarrow \quad B_{Mz} = 1,50$$

Avec :

$$W_{ply} = 2562 \text{ cm}^3 ; W_{ely} = 2311 \text{ cm}^3 ; W_{plz} = 872,9 \text{ cm}^3 ; W_{elz} = 570,9 \text{ cm}^3$$

$$\mu_y = -0,077 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$\mu_z = 0,132 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

Calcul de K_y et K_z

$$\left\{ \begin{array}{l} K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5 \\ K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \end{array} \right.$$

$$k_z = 1 - \frac{0,132 \times 2673,18 \times 10^3}{0,80 \times 15900 \times 275} = 0,89 < 1,5$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,077 \times 2673,18 \times 10^3}{0,96 \times 15900 \times 275} = 1,04 < 1,5$$

➤ **Vérification**

$$\frac{2673,18 \times 10^3}{0,80 \times 15900 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,04 \times 34,15 \times 10^3}{2562 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,89 \times 22,36 \times 10^3}{872,9 \times \frac{275}{1,1}} = 0,98 < 1$$

⇒ **condition vérifiée**

a.2. Vérification du déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{pour } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{pour } \mu_{LT} \leq 0,90$$

Avec :

$\beta_{M,LT}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M,LT} = 1,76$$

$$\mu_{LT} = 0,106 \leq 0,90$$

$$K_{LT} = 0,91 < 1 \text{ donc on prend } K_{LT} = 0,91$$

➤ **Calcul de χ_{LT}**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / iz}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \sqrt{C_1}$$

$$C_1 = 1,132 \dots \dots \dots [21]$$

$$\lambda_{LT} = 40,35$$

$$\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{86,81} = \frac{40,35}{86,81}$$

$$\overline{\lambda}_{Lt} = 0,46$$

$$\Phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt}(\overline{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \overline{\lambda}_{Lt}^2]$$

$$\alpha_{Lt} = 0,34$$

$$\Phi_{LT} = 0,65$$

$$\text{Donc : } \chi_{Lt} = 0,901$$

➤ **Vérification**

$$\frac{2673,18 \times 10^3}{0,80 \times 15900 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,91 \times 34,15 \times 10^3}{0,901 \times 2562 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,89 \times 22,36 \times 10^3}{872,9 \times \frac{275}{1,1}} = 0,89 < 1$$

⇒ **condition vérifiée**

REMARQUE

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Pour le flambement**

Tableau V.2 : Résistance des poteaux

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	M _{sd y} (KN.m)	M _{sd z} (KN.m)	χ min	β _{my}	β _{mz}
6 ^{eme} et 7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA 340	250,79	62,26	12,22	0,94	1,197	1,
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	HEA 360	1267 ,84	16 ,27	0,18	0,93	1,296	1
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA 400	2673,18	34,15	22,36	0,80	1,760	1,50

μ _y	μ _z	K _y	K _z
-0,657	-0,413	1,139	1,085
-0,335	0,128	1,137	0,954
-0,077	0,132	1,04	0,89

- Pour le déversement

Tableau V.3 : Déversement des poteaux

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	M _{sd_y} (KN.m)	M _{sd_z} (KN.m)	χ_z	χ_{LT}
6 ^{eme} et 7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA340	291,77	16,60	37,50	0,92	0,970
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	HEA360	1267,84	16,27	0,18	0,89	0,950
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA400	2673,18	34,15	22,36	0,80	0,901

μ_{LT}	K_{LT}	K_z
-0,060	1	0,97
-0,078	1	0,99
-0,018	0,93	0,89

b. deuxiement : $N_{SD}^{Correspondent}$, $M_{SD.y}^{MAX}$, $M_{SD.z}^{Correspondent}$

$$\text{Poteau HEA400} \left\{ \begin{array}{l} N_{SD}^{Correspondent} = 677,07 \text{ kN.} \\ M_{SD.y}^{MAX} = 165,78 \text{ kN.} \\ M_{SD.z}^{Correspondent} = 5,36 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

- Pour le flambement

Tableau V.4 : Résistance des poteaux

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	M _{sd_y} (KN.m)	M _{sd_z} (KN.m)	χ min	β_{m_y}	β_{m_z}
6 ^{eme} et 7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA 340	200.21	60.23	14,22	0,94	1,197	1,03
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	HEA 360	621.82	120.14	0.20	0,93	1,296	1,05
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA 400	677,07	165,78	5,36	0,80	1,760	1,50

μ_y	μ_z	K_y	K_z
-0,614	-0,512	1,200	1,021
-0,342	0,	1,115	0,992
-0,072	0,132	1,04	0,82

- Pour le déversement

Tableau V.5 : Déversement des poteaux

Niveau étage	Profilé	N_{sd} (KN)	M_{sdy} (KN.m)	M_{sdz} (KN.m)	χ_z	χ_{LT}
6 ^{eme} et 7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA340	200,21	60,23	14,22	0,94	0,970
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	HEA360	621,82	120,14	0,20	0,93	0,950
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA400	677,07	165,78	5,36	0,80	0,901

μ_{LT}	K_{LT}	K_z
-0,060	1	1,021
-0,078	1	0,992
-0,018	0,93	0,82

c.troxiement

$$\text{Poteau HEA400} \left\{ \begin{array}{l} N_{SD}^{\text{Correspondent}} = 478,56 \text{ kN.} \\ M_{SD.y}^{\text{Correspondent}} = 27,93 \text{ kN.} \\ M_{SD.z}^{\text{MAX}} = 29,91 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

• Pour le flambement

Tableau V.6 : Résistance des poteaux

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	M _{sd_y} (KN.m)	M _{sd_z} (KN.m)	χ min	β_{m_y}	β_{m_z}
6 ^{eme} et 7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA 340	250,79	62,26	14,35	0,94	1,312	1,20
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	HEA 360	1450,20	10,05	0,28	0,95	1,450	1,06
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA 400	478,56	27,93	29,91	0,87	1,140	1,45

μ_y	μ_z	K_y	K_z
-0,657	-0,413	1,139	1,085
-0,335	0,128	1,137	0,954
-0,077	0,132	1,04	0,89

• Pour le déversement

Tableau V.7 : Déversement des poteaux

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	M _{sd_y} (KN.m)	M _{sd_z} (KN.m)	χ_z	χ_{LT}
6 ^{eme} et 7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA340	250,79	62,26	14,35	0,94	0,970
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	HEA360	1450,20	10,05	0,28	0,95	0,950
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA400	478,56	27,93	29,91	0,8	0,901

μ_{LT}	K_{LT}	K_z
-0,061	1	1,085
-0,068	1	0,954
-0,010	1	0,89

V.3. Vérification des poutres

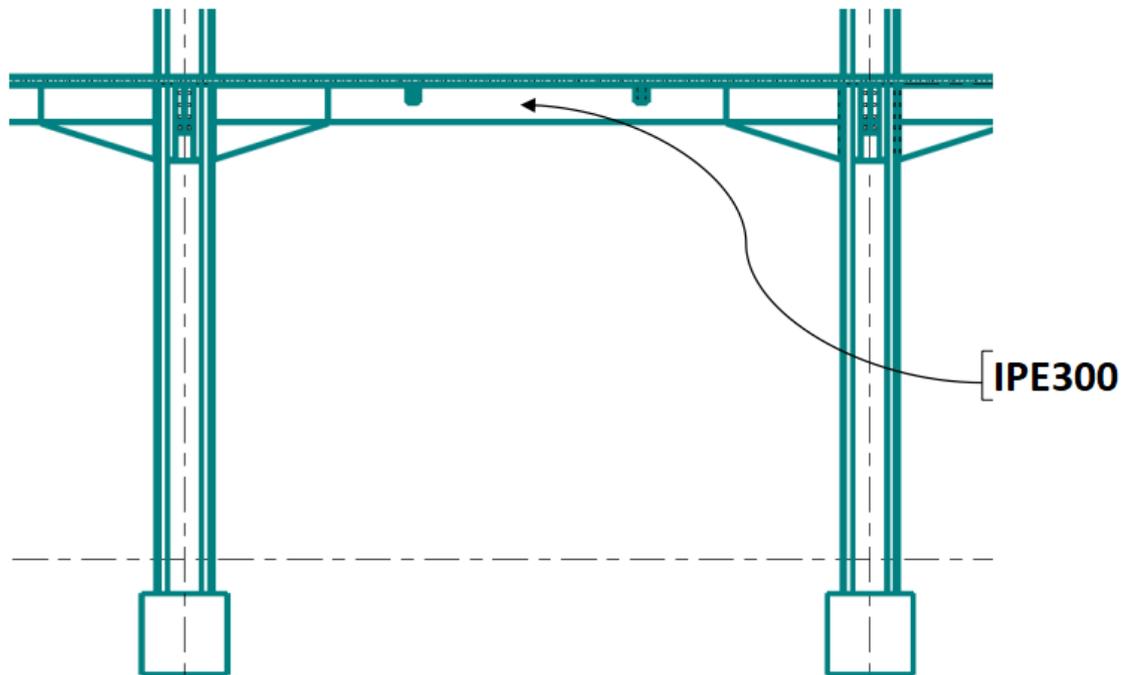


Figure V.4 : schéma de poutre principal

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant. ON PRENDRE LE CAS LE PLUS DES FAVORABLE :

V.3.1 Poutre principale de terrasse inaccessible

On prend un **IPE 300**

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur $G+Q+VX$.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs :

$$M_{sd} = 6,92 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 31,32 \text{ kN}$$

1- Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{sd} = 6,92 \text{ kN.m} < M_{ply} = 366,26 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée

2- Vérification de l'effort tranchant

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

$V_{sd} = 31,32\text{kN} < V_{pl,rd} = 407,72\text{kN}$ **La condition est vérifiée**

3- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

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

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

V.3.2 poutre principale étage courant

On prend un **IPE 300**

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur G+Q+VX.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs :

$M_{sd} = 143,17 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = 86,28\text{kN}$

1- Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$M_{sd} = 143,17 \text{ kN.m} < M_{ply} = 368,39 \text{ kN.m}$ **La condition est vérifiée**

2- Vérification de l'effort tranchant

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

$V_{sd} = 86,28\text{kN} < V_{pl,rd} = 407,72\text{kN}$ **La condition est vérifiée**

3- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

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

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

V.4. Vérification des paliers de stabilité

Les types des palées triangulées utilisées dans cette étude et sont autorisées par le règlement parasismique algérien

V.4.1 Vérification des palées en (v) 2UPN 260

Tableau V.8 : caractéristique géométrique et mécanique de UPN 260

	Poids	Section	Caractéristiques							
	G Kg/m	A mm ²	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{el y} Cm ³	W _{el z} Cm ³	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y Cm	i _z Cm
UPN 260	37,9	4830	4820	317	371	47,7	442	91,6	9,99	2,56

- La direction Y (le sens le plus des favorable) :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G+Q+1.25VY \quad N_{sd} = 978,56 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2UPN 260

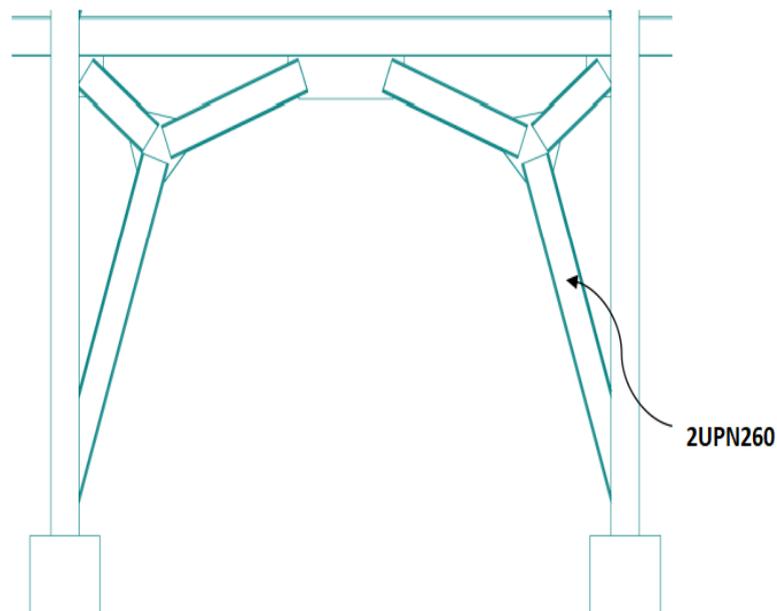


Figure V.5 : contreventement ev(v) sens y-y

1- Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 4830 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2415 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1347,27 \text{ kN} < N_{trd} = 2415 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- 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 :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = 2,6 + 1,86 = 3,86 \text{ m}$$

$$L = \frac{l_f}{2} = 1,93$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{193}{9,99} = 19,31$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{320}{2,56} = 125$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,81} = 0,32$$

REMARQUE

Pour les sections en U la courbe de flambement est " C "

$$\Rightarrow \text{ Courbe de flambement C } \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,63$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0,94$$

$$N_{sd} = 978,56 \text{ kN} < \frac{0,94 \times 1 \times 2 \times 4830 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2271,98 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 978,56 \text{ kN} < N_R = 2271,98 \text{ kN} \quad \text{Condition V\u00e9rifi\u00e9e}$$

- **Dans la Direction X**

$$N_{sd} = 1251,32 \text{ kN} ; \text{ Le profil\u00e9 choisit 2UPN 260}$$

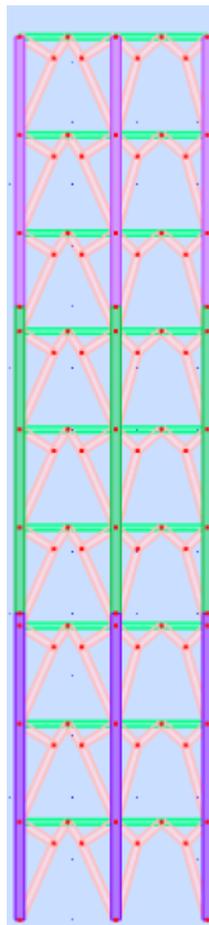


Figure V.6 : Contreventement en v sens x-x

1- Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 4830 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2415 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 12541.32 \text{ kN} < N_{pl,rd} = 2415 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- 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 :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = 2,6 + 1,04 = 3,64 \text{ m}$$

$$L = \frac{l_f}{2} = 1,82$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{182}{9,99} = 18,22$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{320}{2,6} = 123,07$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,21$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,52$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0,94$$

$$N_{sd} = 12541.32 \text{ kN} < \frac{0,94 \times 1 \times 2 \times 4834 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2271,98 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1241.32 \text{ kN} < N_R = 2271,98 \text{ kN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

V.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vérifié tous les éléments qui constituent notre ossature. Il s'agit des poteaux, poutres et contreventements

Chapitre VI

Calcul des assemblages

VI.1 Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux 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 des pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutage)
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis ... etc.)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il ya lieu de distinguer parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettent en outre les divers moments.

VI.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Pour les deux derniers modes sont peu utilisés ou pratiquement abandonnés actuellement, du fait des difficultés inhérentes à leur mise en œuvre concernant Les assemblages par rivets et pour l'assemblage par collage reste toujours une technique non règlementée.

Par contre l'assemblage boulonné est un mode largement utilisé, présente en général l'avantage de démonte facilement avec une récupération intégrale des composants initiaux et c'est le mode adopté dans notre projet.

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel Autodesk Robot.

VI.3. Assemblages poteau - poutre

Dans ce type d'assemblage on distingue 3 cas :

- Poteau HEA400 avec poutre IPE300.
- Poteau HEA360 avec poutre IPE300.
- Poteau HEA340 avec poutre IPE300.

On va traiter un seul exemple manuellement et un exemple en utilisant le logiciel Auto -desk Robot.

➤ Poteau HEA400– poutre IPE300

On va traiter cet assemblage manuellement.

• Assemblage bout à bout

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque.

• Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poutre IPE300:

$$h = 300\text{mm}; b=150\text{mm}; t_f=10,7\text{mm}; t_w=7,1\text{mm}; A=53,81\text{cm}^2$$

Poteau HEA400:

$$h = 390\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=19\text{mm}; t_w=11\text{mm}; A=159\text{cm}^2$$

• Données de calcul

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 162,94\text{kN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 94,96\text{kN}$

VI.3.1. Calcul de la soudure poutre IPE300

a- La semelle

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$

$$a_f \geq 11,5 \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 5,74\text{mm}$$

b- L'âme

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 7,1 \times \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 3,54 \text{ mm}$$

On prend **a=7 mm**

VI.3.2. Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

- $t \leq 10 \text{ mm}$ d = (12 ; 14) mm
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ d = (16 ; 20 ; 24) mm
- $t \geq 25 \text{ mm}$ d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine t = 20 mm alors on prend $\emptyset = 16 \text{ mm}$

a- Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{94,96 \times 1,25}{0,6 \times 157 \times 1000} \times 10^3 = 1,26$$

On prend n= 10 (boulons) HR $\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 3 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 2 boulons HR de diamètre $\emptyset = 20 \text{ mm}$, classe 10.9

b- Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{21,6mm} \leq e_1 \leq \mathbf{210mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{39,6mm} \leq p_1 \leq \mathbf{200mm} \dots\dots[13]$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{27mm} \leq e_2 \leq \mathbf{210mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \quad \mathbf{54mm} \leq p_2 \leq \mathbf{200mm}$$

$$e_1 = 75\text{mm} ; p_1 = 70\text{mm}$$

$$e_2 = 50\text{mm} ; p_2 = 100\text{mm}$$

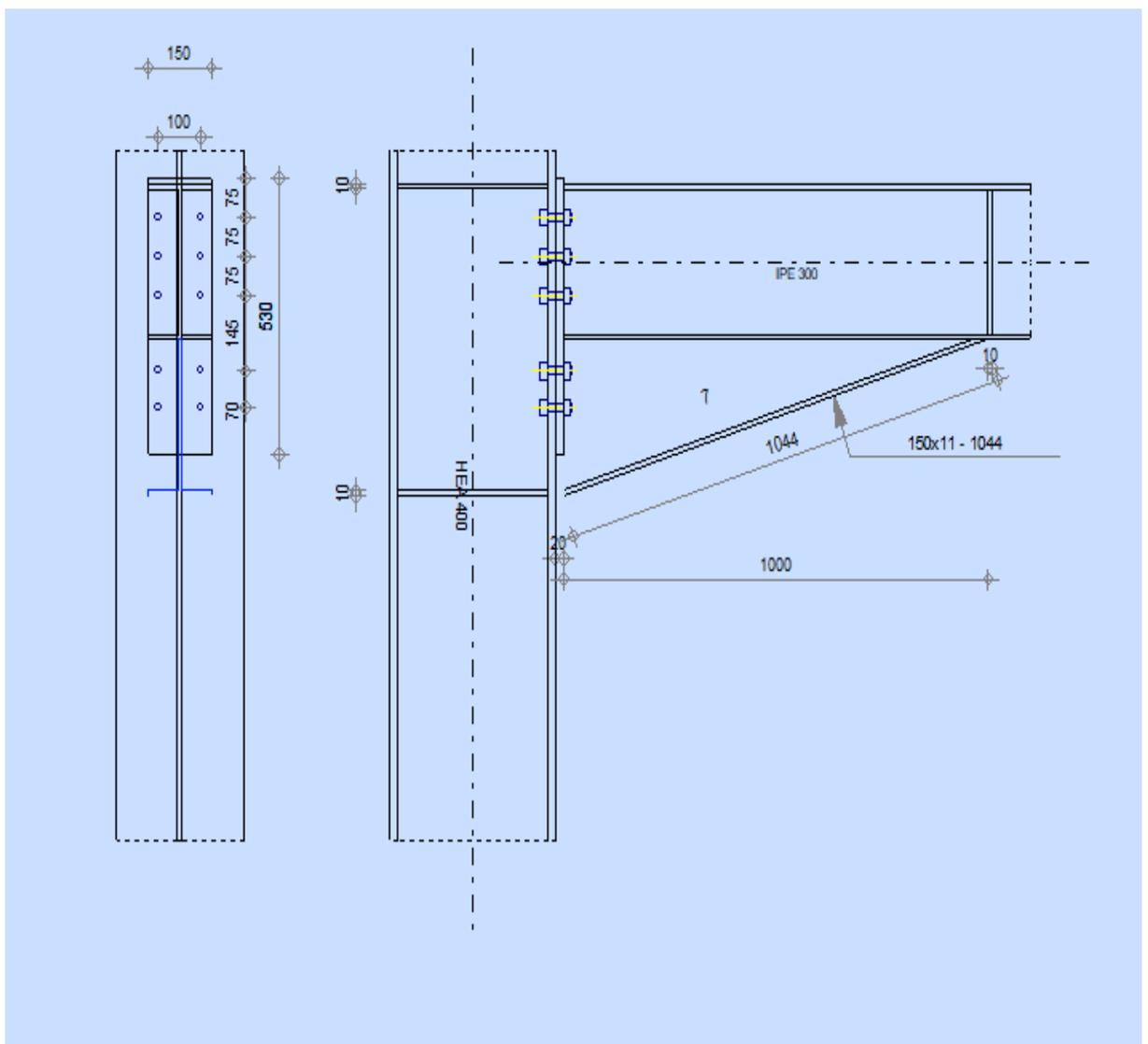


Figure VI. 1: Assemblage poteau – poutre

c- Détermination des efforts dans les boulons :

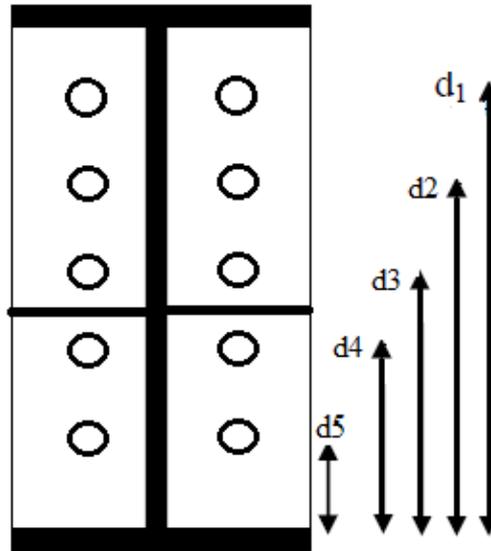


Figure VI. 2: Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

d- Position de l'axe neutre :

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 10,7 \times \sqrt{\frac{150}{7,1}} = 49,18 \text{ mm}$$

$$d_1 = 440 \text{ mm} ; d_2 = 365 \text{ mm} ; d_3 = 295 \text{ mm} ; d_4 = 155 \text{ mm} ; d_5 = 85 \text{ mm} ;$$

$$\sum d_i^2 = 445100 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que

$$N_1 \leq n F_p$$

Avec $n=2$ (nombre de boulons par rangés).

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons HR 10.9 .

A_s : L'aire de la section du boulon

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$n \cdot F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3} = 219,8 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^2 d_i^2} = \frac{162,94 \times 440 \times 10^3}{445100} = 161,07 \text{ kN} \leq n F_p = 219,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e- Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = n F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3} = 219,8 \text{ kN}$$

D'où :

$$M_{Rd} = \frac{219,8 \times 445100 \times 10^{-3}}{440} = 444,69 \text{ kN.m}$$

219,8 kN.m \leq 444,69 kN.m Donc la condition est vérifiée

f- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 94 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{94}{10} = 9,4 \text{ kN}$$

La résistance au glissement $F_{v,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

$F_p = 135,65 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 135,65 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 65,11 \text{ kN}$$

$F_{v,sd}=9.4 \leq F_{v,Rd}= 65.11\text{kN}$ Donc la condition est vérifiée

g- Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,Rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \dots\dots [14]$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 9,5 mm

$b_{eff}=p$: Entraxe rangées boulons = 100mm.

$$F_{t,Rd} = 275 \times 11 \times \frac{100}{1} = 302.5 \text{ kN}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 390 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 19 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{162.94}{0,390 - 0,019} \Rightarrow F_t = 439.2 \text{ kN}$$

$F_t = 439.2 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 222.35 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

h- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p= 390\text{mm}$.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc}= 11 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 390 \times 11}{1} \times 10^{-3} = 684.25 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 390 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 19\text{mm}$$

Donc :

$$F_v = \frac{162.94}{0,390 - 0,019} \Rightarrow F_v = 439.2 \text{ kN}$$

$F_v = 439.2 \text{ kN} \leq V_R = 745.9 \text{ kN}$ Condition vérifiée

i- Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{c,rd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre IPE 300=10,7mm

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA400=19mm

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 10,5 + 2 \times 20 + 5(19 + 27) = 280,50 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{94.96}{15900 \times 10^{-6}} + \frac{162.94}{2311 \times 10^{-6}} = 76.47 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 7,1 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{76.47}{275}\right) \times 280,5}{1} = 1469,81 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{162.94}{0,390 - 0,019} = 439,2 \text{ kN}$$

$F_c = 439,2 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 1469,81 \text{ kN} \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ Donc l'assemblage poteau-poutre (HEA400 – IPE300) est vérifié

VI.4 Assemblage poutre IPE300–solive IPE180

On va traiter cet assemblage manuellement.

VI.4.1. Assemblages par double cornière

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE180** avec l'âme de la poutre en **IPE 300**, avec une file verticale de deux boulons.

- **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 180 :

$$h = 200\text{mm}; b=91\text{mm}; t_f=8\text{mm}; t_w=5,3\text{mm}; A=23,9\text{cm}^2$$

- **Données de calcul**

- Effort tranchant : $V_{sd} = 34.03 \text{ KN}$

VI.4.2 Choix de diamètre du boulon :

Cornière 100×100×10mm

Épaisseur de la cornière : $é_p = 10 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 15 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 16 \text{ mm}$, classe 4.8

a- Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de 16mm de diamètre ($\emptyset 16$) de classe 4.8

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$$

b- Distance entre axe des boulons

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{21,6mm} \leq e_1 \leq \mathbf{120mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{39,6mm} \leq p_1 \leq \mathbf{140mm} \dots \dots \dots [15]$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{27mm} \leq e_2 \leq \mathbf{120mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \quad 54\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}$$

$$e_1 = 40\text{mm}; \quad p_1 = 50\text{mm}$$

$$e_2 = 40\text{mm}; \quad p_2 = 60\text{mm}$$

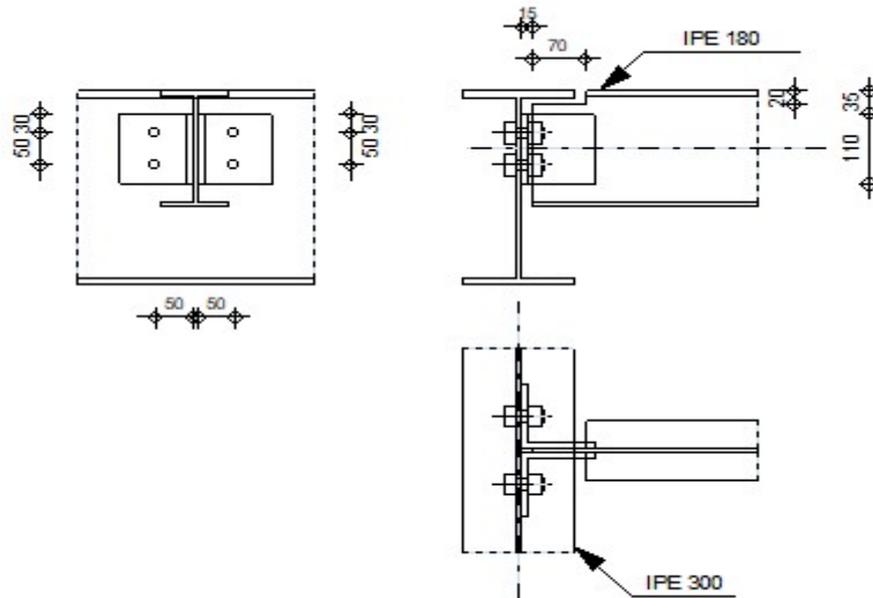


Figure VI. 3: Assemblage solive-poutre

c- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} [16]$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction : $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 400 \times 157}{1,25} = 30,14 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 30,14 = 120,56 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 34,03 \text{ kN} < F_{vrd} = 120,56 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

e- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} [17]$$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,rd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon

f_u : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,55 ; 0,68 ; 0,93 ; 1) = 0,55$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 430 \times 16 \times 15}{1,25} = 113,52 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{4} = 8,51 \text{ kN} < F_{b,rd} = 63,60 \text{ kN} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

VI.5. Assemblages poteau - poteau

Dans ce type d'assemblage on distingue 2 cas :

➤ Poteau HEA400- poteau HEA360

On va traiter cet assemblage manuellement.

- **Assemblage bout à bout**

On doit fixer le poteau à l'aide des boulons qui lient la platine et l'autre poteau, le poteau doit être soudé sur la plaque

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau HEA 400 :

$$h = 390 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_f = 19 \text{ mm}; t_w = 11 \text{ mm}; A = 159 \text{ cm}^2$$

Poteau HEA 360 :

$$h = 350 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_f = 17,5 \text{ mm}; t_w = 10 \text{ mm}; A = 142,8 \text{ cm}^2$$

- **Données de calcul :**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 26,62 \text{ kN.m}$

- Effort normal : $N_{sd} = 839,90 \text{ kN}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 20,95 \text{ kN}$

- **Boulon**

L'assemblage est réalisé avec deux files de 6 boulons $\varnothing 16$ de classe HR 10.9.

- **Platine**

(520, 250,20) mm

c- Disposition constructive des boulons

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$$

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}[18]}$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12 t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{27\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14 t, 200 \text{ mm}) \quad \mathbf{54\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}}$$

$$e_1 = 80\text{mm}; p_1 = 80\text{mm}$$

$$e_2 = 80\text{mm}; p_2 = 80\text{mm}$$

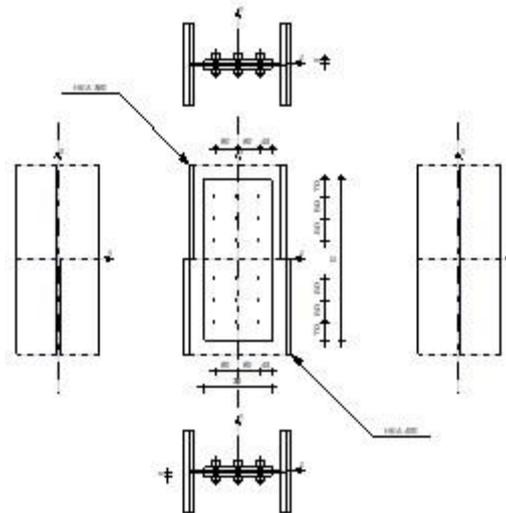


Figure VI. 4: Assemblage poteau-poteau HEA400-HEA360

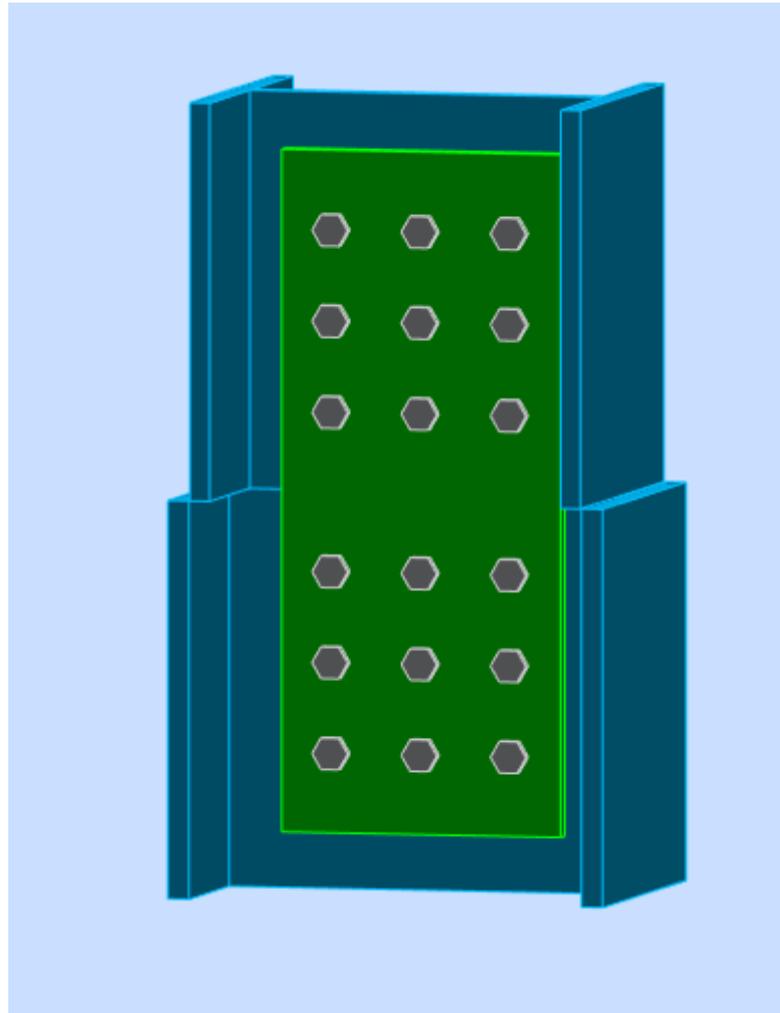


Figure VI. 5: Vue en 3D

d- Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_i = \frac{Md_i}{\sum_{i=1}^3 d_i^2} \leq nF_p = 2 \times 0,7 f_{up} A_s ; \text{ Avec } n=3 \text{ (nombre de boulons par rangés).}$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9 .

A_s : L'aire de la section du boulon

e- Position de l'axe neutre :

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 19 \times \sqrt{\frac{300}{19}} = 75.5 \text{ mm}$$

$d_1=520\text{mm}$; $d_2=450\text{mm}$; $d_3=370\text{mm}$; $d_4=230\text{mm}$; $d_5=150\text{mm}$; $d_6=70\text{mm}$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 + d_5^2 + d_6^2 = 685200 \text{ mm}^2$$

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$n \cdot F_p = 3 \times 0,7 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3} = 333,9 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^2 d_i^2} = \frac{26 \times 520 \times 10^3}{685200} = 19,73 \text{ kN} \leq n F_p = 333,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon : $V_{sd} = 20,95 \text{ kN}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{20,95}{18} = 1,16 \text{ kN}$$

La résistance au glissement $F_{v,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n=2$ Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

$F_p = 129,6 \text{ kN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 129,6 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 62,21 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 1,16 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 62,21 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

g- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad [2]$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 11 mm

$b_{eff}=p$: Entraxe rangées boulons = 80mm.

$$F_{t,rd} = 275 \times 11 \times \frac{80}{1} = 242 \text{ kN}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 390 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 19 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{26,62}{0,390 - 0,019} \Rightarrow F_t = 71,75 \text{ kN}$$

$$F_t = 71,75 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 242 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h- Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{c,rd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poteau HEA 400=19mm

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA 360=17.5mm

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 19 + 2 \times 20 + 5(19 + 27) = 415 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{839,9}{15900 \times 10^{-6}} + \frac{26,62}{2311 \times 10^{-6}} = 64,34 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 19 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{64,34}{275}\right) \times 289}{1} = 1701,14 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{26,62}{0,390 - 0,019} = 71,75 \text{ kN}$$

$$F_c = 71,75 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 1701,14 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Donc l'assemblage poteau-poteau (HEA400 – HEA360) est vérifié

VI.6. Assemblage des éléments de contreventement

VI.6.1 Contreventement en V

L'assemblage se fait par des boulons ordinaires classe HR10.9- $\varnothing 18$. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau, avec un cornier 2UPN 260

a- Effort sollicitant

$$N_{Sd} = 876,34 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 7,98 \text{ kN}$$

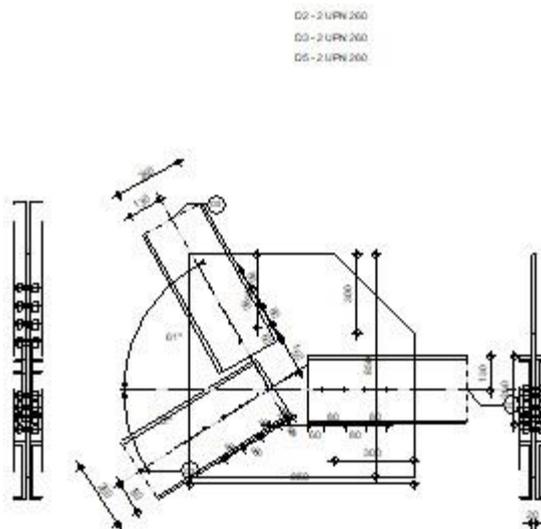


Figure VI. 6: Assemblage des contreventements en v

On prend un cordon de $a = 10 \text{ mm}$

b- Choix de diamètre du boulon

Épaisseur de gousset : $\text{ép} = 20 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de gousset $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 18 \text{ mm}$, classe HR 10.9

c- Détermination du nombre de boulons :

On prend $n = 4$ boulons HR pour une file

d- Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 24\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 44\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 30\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

e- Résistance au glissement d'un boulon :

$$F_s = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M_s, u}$$

$\mu = 0,3$: coefficient de frottement des pièces

$K_s = 1,0$: coefficient fonction de la dimension des trous de perçage

$$\gamma_{M_s} = 1,25$$

$n = 2,0$: Nombre d'interfaces de frottement

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 161.18 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1 \times 2 \times 0.3 \times 161.18}{1.25} = 77.41 \text{ KN}$$

f- Vérification à la traction

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq N_u = 0,9 \cdot f_u \cdot A_{net} / \gamma_{M_b} \quad [2]$$

$$A_{net} = t \times (h - (2 \times d_0))$$

$h = 260 \text{ mm}$: la hauteur du profilé.

$d_0 = 20 \text{ mm}$: diamètre du trou

$t = 20 \text{ mm}$: épaisseur de la pièce

$$A_{net} = 20 \times [260 - (2 \times 20)] = 4400 \text{ mm}.$$

$$N_u = \frac{0.9 \times 430 \times 4400}{1.25} = 1362.24 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } F_u = \frac{N}{n}$$

n : nombre des boulons

$$F_u = \frac{876.34}{4} = 219.08 \text{ KN}$$

$$F_u = 219.08 \text{ KN} \leq N_u = 1362.24 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

VI.7. Assemblages pied de poteau

La base des poteaux ce sont des dispositifs de liaison qui lient la superstructure a l'infrastructure, ils doivent assurer la transmission les charges et les efforts de la superstructure aux fondations. Ces dispositifs sont soit articulé soit encastrer, ils sont constitués d'une plaque métallique appelée : « platine », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastrés à leur base.

➤ Pied de poteau HEA400

On va traiter cet assemblage manuellement, c'est un assemblage qui lie la base du poteau métallique HEA340 et le poteau en béton armé.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau A400

$$h = 390\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=19\text{mm}; t_w=11\text{mm}; A=159\text{cm}^2$$

- **Données de calcul :**

- Effort normal : $N_{sd} = 5067,01\text{kN}$

-Moment fléchissant : $M_{sd} = 10.12\text{kN.m}$

- **Tiges :**

Soit 8 tiges M36 classe HR 10.9

$$d=36\text{mm} ; d_0=d+3\text{mm}=39\text{mm}$$

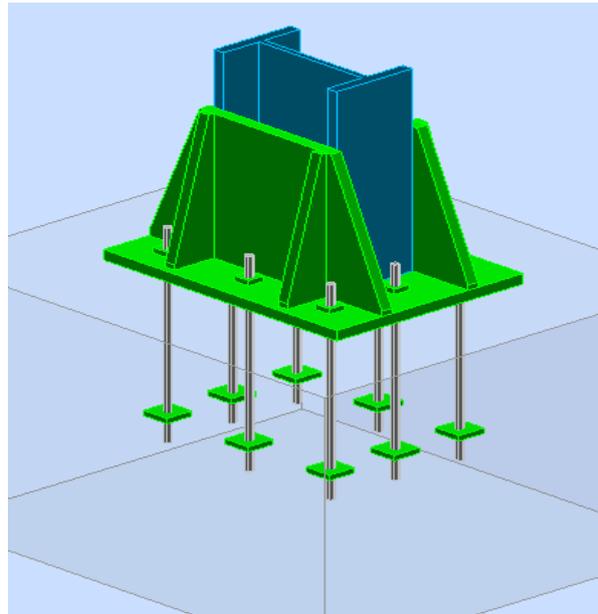


Figure VI. 7: Assemblage pied de poteau

CHAPITRE VII

ETUDE DES FONDATION

VII.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation

- Fondation superficielle
 - Semelle isolée
 - Semelle filante sous mur
 - Semelle filante sous poteaux
 - Semelle filante croisées
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VII.2. Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer

- Contrainte du sol σ_{sol}

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars

- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

VII.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec:

σ_{sol} : Contrainte du sol. ($\sigma_{sol}=2$ bars)

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VII.4. Semelles isolées

Combinaison de charge (ELS)

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

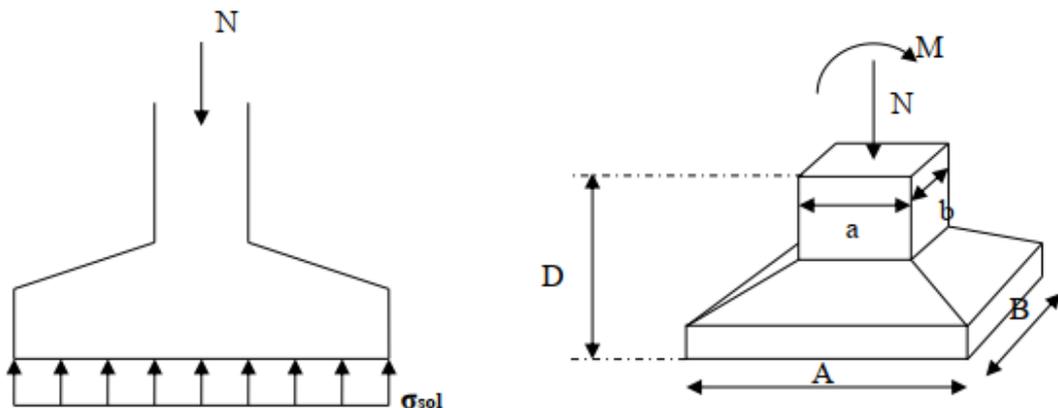


Figure VII.1: Semelle isolée sous poteau.

Pour Vérification l'interférence entre deux semelles Il faut vérifier que : $L_{\min} > 1,5 \times B$

Tel que L_{\min} l'entraxe minimum entre deux poteaux.

➤ Exemple de calcul (poteau53)

On a : $N = 1202,13 \text{ kN}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{S} \rightarrow S = \frac{1202,13}{200} = 6,01 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = 2,45 \text{ m}$$

Il faut vérifie que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

On a : $L_{\min} = 3,33 \text{ m} \geq 1,5 \times 2,45 = 3,67 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifie}$

- On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

S_f (m ²)	S_{total} (m ²)	%
124.20	310.47	40

Donc :

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

VII.5. Semelles filantes croisées

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

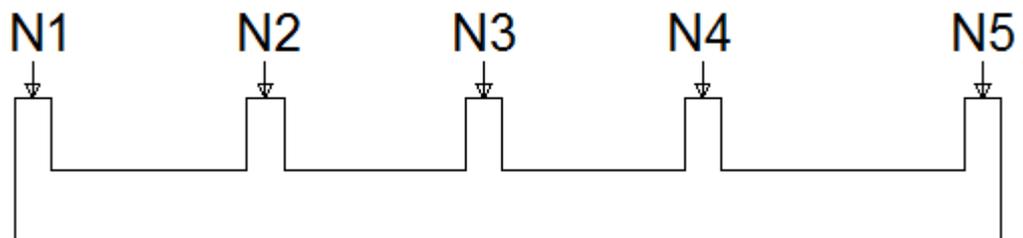
$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$



NB : Mais tout d'abord il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

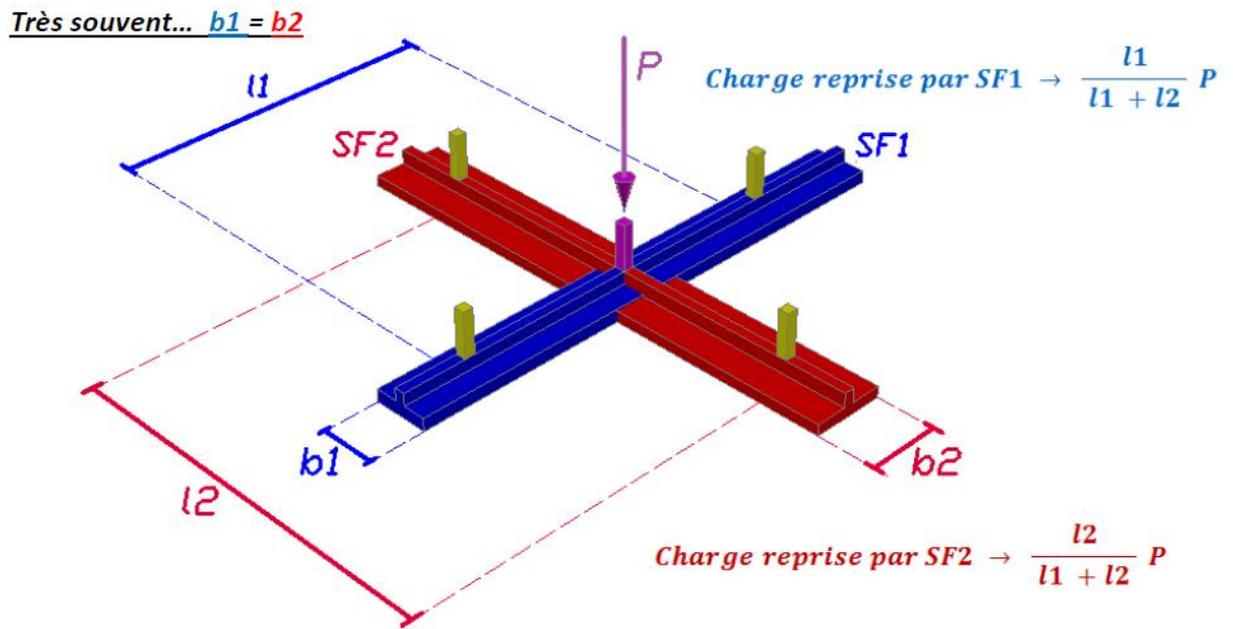


Figure.VII.2 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

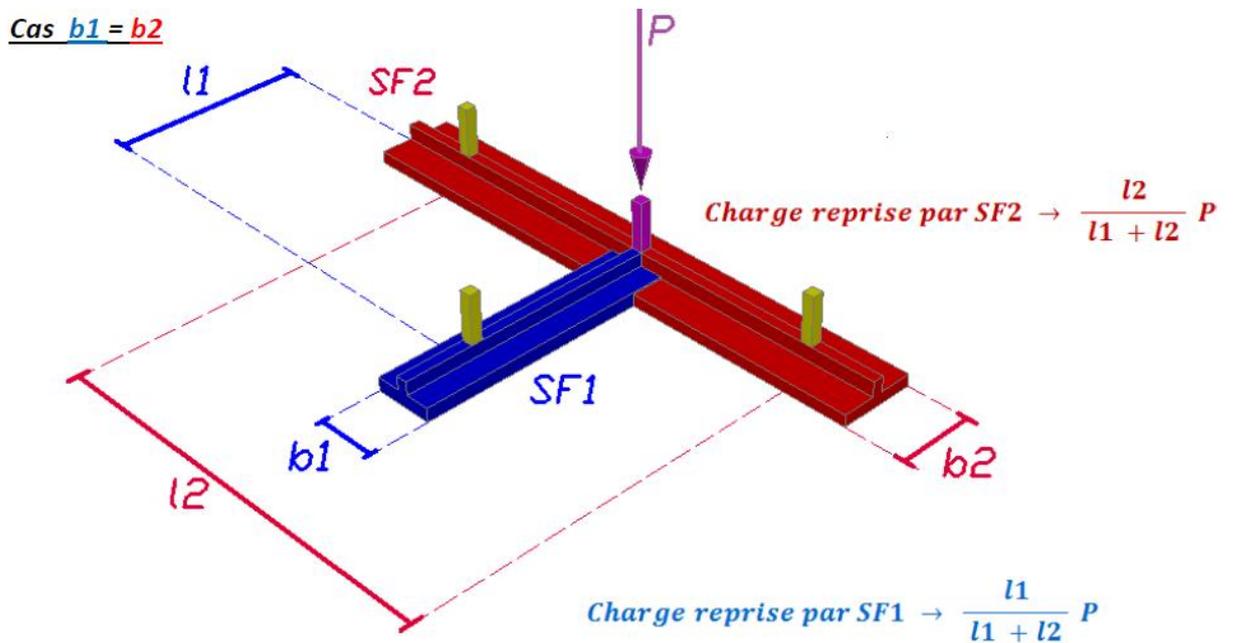


Figure.VII.3 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive

Cas $b_1 = b_2$

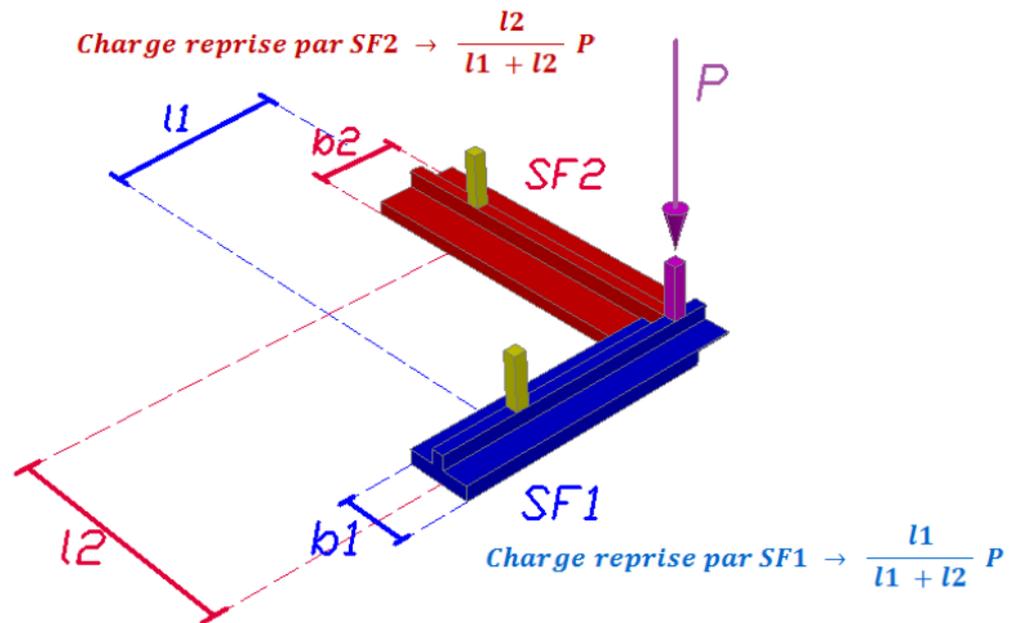


Figure.VII.4 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

TableauVI.1 : La répartition pour les poteaux centraux

	%sens x-x	% sens y-y	N _x (kN)	N _y (kN)
C5	0.573	0.426	424.45	312.75
C7	0.569	0.43	452.77	347.66
D2	0.561	0.438	629.44	483.72
D4	0.548	0.451	608.83	507.52
D5	0.585	0.414	545.48	385
E5	0.579	0.42	587.73	433.06
E4	0.566	0.433	601.78	462.08
F4	0.535	0.464	606.48	526.38
F5	0.409	0.59	285.51	421.13
G4	0.601	0.392	729.86	468.83
H4	0.621	0.378	557.07	331.91

TableauVI2 : la répartition pour les poteaux d'angles

	% sens x-x	% sens y-y	N _x (kN)	N _y (kN)
A5	0.723	0.276	399.57	149.83
A8	0.53	0.469	260.14	225.78
B1	0.488	0.511	310.56	329.97
D8	0.378	0.621	113.51	190.21
D7	0.581	0.418	374.8	264.94
E1	0.547	0.452	219.63	183.02
E2	0.551	0.448	531.22	424.98
F7	0.28	0.719	98.61	250.05
F6	0.375	0.625	193.51	324.26
G2	0.431	0.392	270.72	245.54
I3	0.611	0.543	348.08	308.14
I6	0.611	0.388	308.75	192.33

TableauVI3 : la répartition pour les poteaux de rive

	% sens x-x	% sens y-y	N _x (kN)	N _y (kN)
A7	0.72	0.279	426.11	159.82
C8	0.366	0.633	155.79	272.64
D1	0.366	0.633	222.33	389.09
G6	0.44	0.559	301.72	377.15
H3	0.36	0.639	201.09	352.09
H6	0.611	0.543	348.08	308.14
I4	0.431	0.392	270.72	245.54

VI.5.1 Les charges qui reviennent pour chaque fille

Tableau.VI.4 : Section des semelles filante sens x-x

Fille	P (kN)	σ (KN/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B chois 2 (m)	S _f (m ²)
SF1	982.23	200	8.7	0.56	1.5	13.05
SF2	1142.24	200	8.7	0.66	1.5	13.05
SF3	584.46	200	10.2	0.29	1.5	15.3
SF4	1561.4	200	13.13	0.59	1.5	19.695
SF5	2190.552	200	17.23	0.64	1.5	25.845
SF6	2494.39	200	20.73	0.60	1.5	31.095
SF7	1033.01	200	8	0.65	1.5	12
SF8	1529.31	200	9.1	0.84	1.5	13.65
Sf9	1085.82	200	8	0.68	1.5	12
						155.685

Tableau.VI.5 : Section des semelles filante sens y-y

Fille	P (kN)	σ (KN/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B chois 2 (m)	S _f (m ²)
SFA	498.42	200	6.05	0.41	1.5	2.325
SFB	1424.09	200	12.65	0.56	1.5	7.725
SFC	1201.88	200	9.9	0.61	1.5	5.85
SFD	1895.31	200	12.65	0.75	1.5	7.73
SFE	2775.45	200	20.8	0.67	1.5	15.45
SFF	587.82	200	6.2	0.47	1.5	4.8
SFG	1974.27	200	14.6	0.68	1.5	10.65
SFH	902.08	200	7.1	0.64	1.5	4.125
						58.655

VII.5.2. Pré dimensionnement de la semelle filante

1. Dalle

- **Condition de l'épaisseur minimale**

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

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

$$h_t = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = \left(\frac{1,5 - 1}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = 17,5 \text{ cm} \rightarrow h_t = 25 \text{ cm}$$

2. Nervure

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol

élastique ; La nervure est rigide : $L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2} \times l_e \right) + a$

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e \right) \geq (\text{entre axe poteaux}) \text{ c\`a d } \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur trav\`ee}$$

Avec :

E: Module de Young

K: Coefficient de raideur du sol (selon le rapport du sol)

I: Inertie de la section transversale du radier.

b_n : largeur de la nervure

b_{sf} : largeur utile

a : largeur de poteau

$$- l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B_{sf}}}$$

$$- I = \frac{b_n \times h_n^3}{12} \quad ; \quad b_n = 40 \text{ cm}$$

$$- b_{sf} = 2 \text{ m}$$

$$- E = 11000 \times 25^{1/3} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$- K = 40 \text{ MN/m}^3$$

Alors la relation devient :

1^{er} cas $l = 4.2m$ entre nus d'appuis

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,04 \times 2000 \times 4200^4}{32164.195 \times 400 \times \pi^4}} = 0.9 \text{ m}$$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle (table) $h=25cm$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 1.20cm \\ b_n = 40cm \end{cases}$

VII.6. Vérifications Nécessaires

VI.6.1. Vérification des contraintes

A ELS

Sens x-x					
Fille	P (kN)	$S_f(m^2)$	$\sigma (KN/m^2)$	$\sigma (KN/m^2)$	observation
SF9	982.23	13.05	84.43	200	ok
SF8	1142.24	13.05	93.67	200	ok
SF7	584.46	15.3	44.92	200	ok
SF6	1561.4	19.695	85.45	200	ok
SF5	2190.552	25.845	91.52	200	ok
SF4	2494.39	31.095	87.00	200	ok
SF3	1033.01	12	92.26	200	ok
SF2	1529.31	13.65	118.76	200	
SF1	1085.82	12	96.26	200	ok

Sens y-y					
Fille	P (kN)	S _f (m ²)	σ (KN/m ²)	σ (KN/m ²)	observation
SFA	498.42	2.325	55.68	200	ok
SFB	1424.09	7.725	78.47	200	ok
SFC	1201.88	5.85	81.79	200	ok
SFD	1895.31	7.73	101.76	200	ok
SFE	2775.45	15.45	91.60	200	ok
SFF	587.82	4.8	66.48	200	ok
SFG	1974.27	10.65	92.59	200	ok
SFH	902.08	4.125	85.80	200	ok

Donc :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VII.6.2. Vérification au renversement

On doit être vérifié la condition suivante :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du SEMELLE.

	N _r (kN)	M _r (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	Observation
Sens x-x	24787.64	54382.12	2.39	20.73	5.18	Vérifier
Sens y-y	24787.64	59313.90	2.19	22.55	5.63	Vérifier

Donc :

Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable

VI.7. Ferrailage des semelles filantes

a) Ferrailage de la dalle

Armatures principales et Armatures de répartitions :

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU

Exemple de calcul

$$A_s = \frac{212.96 \times 1000 \times (1.5 - 0.4)}{8 \times 0.20 \times \frac{500}{1.15}} = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{3.36 \times 1.5}{4} = 1.26 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 4\text{HA}12 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{CNF: } 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 20 \times \frac{2.1}{500} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Sens x-x								
Fille	P (kN)	L (m)	Qu kN/m	As mm ²	As cm ²	choix	Ar cm ²	choix
SF9	1346.29	8.7	154.75	244.70	2.44	HA12 e=15cm	1.26	4HA12
SF8	1519.33	8.7	140.62	222.36	2.22			
SF7	802.89	10.2	67.38	106.54	1.06			
SF6	2388.76	13.13	128.23	202.76	2.02			
SF5	3018.47	17.23	137.30	217.11	2.17			
SF4	3431.44	20.73	130.51	206.37	2.06			
SF3	1420.91	8	138.44	218.91	2.18			
SF2	2109.02	9.1	177.80	281.15	2.81			
SF1	1492.70	8	145.04	229.34	2.29			

Sens y-y								
Fille	P (kN)	L (m)	Qu kN/m	As mm ²	As cm ²	choix	Ar cm ²	choix
SF A	944.28	6.05	156.08	246.80	2.46	HA12 e=15cm	1.26	4HA10
SF B	1962.05	12.65	155.10	245.25	2.45			
SF C	1653.07	9.9	166.98	264.04	2.64			
SF D	2693.95	12.65	212.96	336.74	3.36			
SF E	3122.51	20.8	150.12	237.38	2.37			
SF F	806.09	6.2	130.01	205.58	2.05			
SF G	2719.48	14.6	186.27	294.54	2.94			
SF H	1042.73	7.1	146.86	232.22	2.32			

b) Ferrailage des nervures

Les charges revenant pour chaque fille à L'ELU

$$q_{ELU} = N/L$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU

$$M_0 = qL^2/8$$

- Moments en travées

$$M_t = 0,85 \times M_0$$

- Moments sur appuis

$$M_a = 0,5 \times M_0$$

Condition de non fragilité :

$$A_S^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S^{min} = 0,23 \times 40 \times (120 - 5) \times \frac{2,1}{500} = 4,44 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Condition A_S^{min} de RPA99 :

$$A_S^{min} : A_S^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_S^{min} = 0,005 \times 120 \times 40 = 24 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

$\Rightarrow A_s = 24\text{cm}^2$ (rpa)

ELU x-x								
Position	Q_u kN/ml	M_0 kNm	M_u kNm	$A_{s\text{ cal}}$ cm ²	$A_{s\text{ min}}$ RPA	CNF	choix	A_s adopté
Travée	177.80	392.043	294.033	6	24	4.44	3HA16	6.03
Appuis			196.022	3.93	24	4.44	3HA16	6.03

ELU y-y								
Position	Q_u kN/ml	M_0 kNm	M_u kNm	$A_{s\text{ cal}}$ cm ²	$A_{s\text{ min}}$ RPA	CNF	choix	A_s adopté
Travée	212.96	289.892	217.419	4.42	24	4.44	3HA16	6.03
Appuis			144.946	2.93	24	4.44	3HA16	6.03

ELS x-x									
Position	choix	A_s adopté	Q_u kN/ml	M_0 kNm	M_u kNm	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	5HA20	15.71	168.06	370.564	277.923	15	15	-189	200
Appuis	5HA20	15.71			185.282	15		174,2	

ELS y-y									
Position	choix	A_s adopté	Q_u kN/ml	M_0 kNm	M_u kNm	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	4HA16	8.04	149.83	203.952	152.964	15	15	178,4	200
Appuis	4HA16	8.04			101.976	15		157,2	

Ferrailage transversal :

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{177.8 \times 5.2}{2} = 462.28 \text{ kN}$$

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{212.96 \times 4.3}{2} = 457.86 \text{ kN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$$

$$A_t = \left(\frac{462.28 \times 10^3}{0,9 \times 1150 \times \left(\frac{500}{1,15} \right)} \right) \times 180 = 1.84 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 (2.01 \text{ cm}^2)$$

Armature de peau

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{m} \times 0.76 = 3.8 \text{ cm}^2$$

Par paroi on prend **6HA12** (6.79cm²).

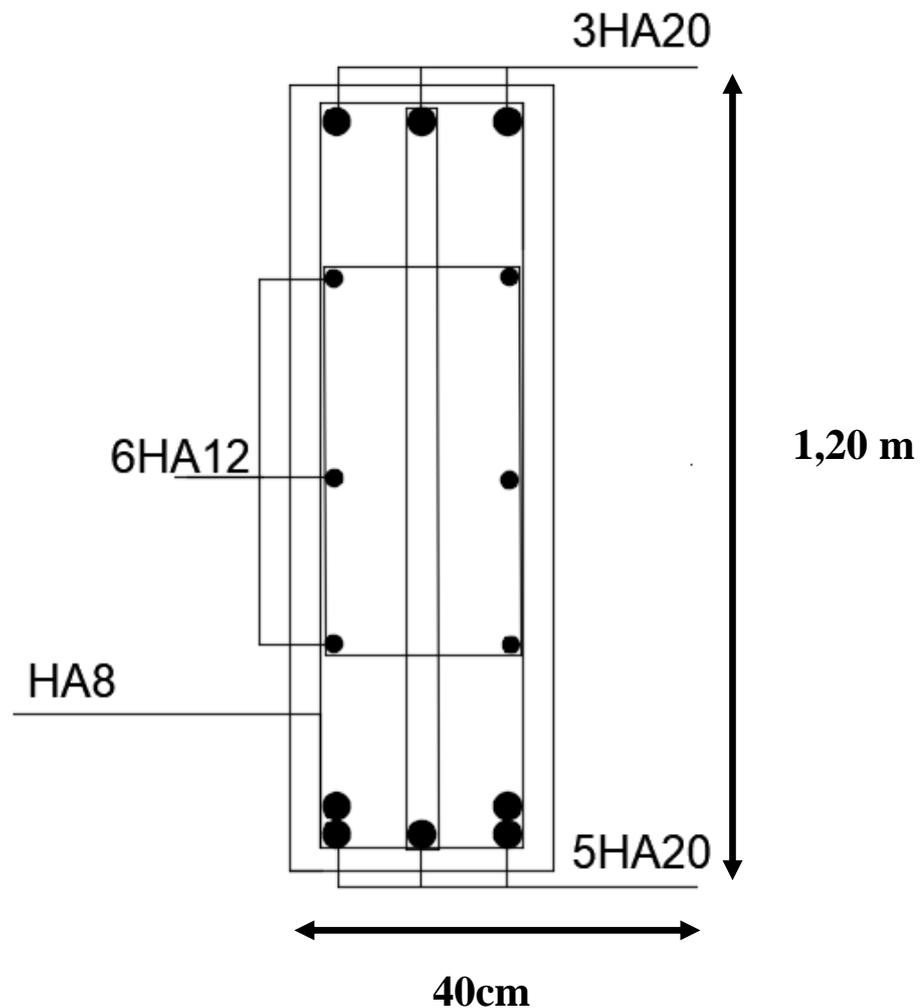


Figure VII.5 : Schéma de ferrailage appuis sens x

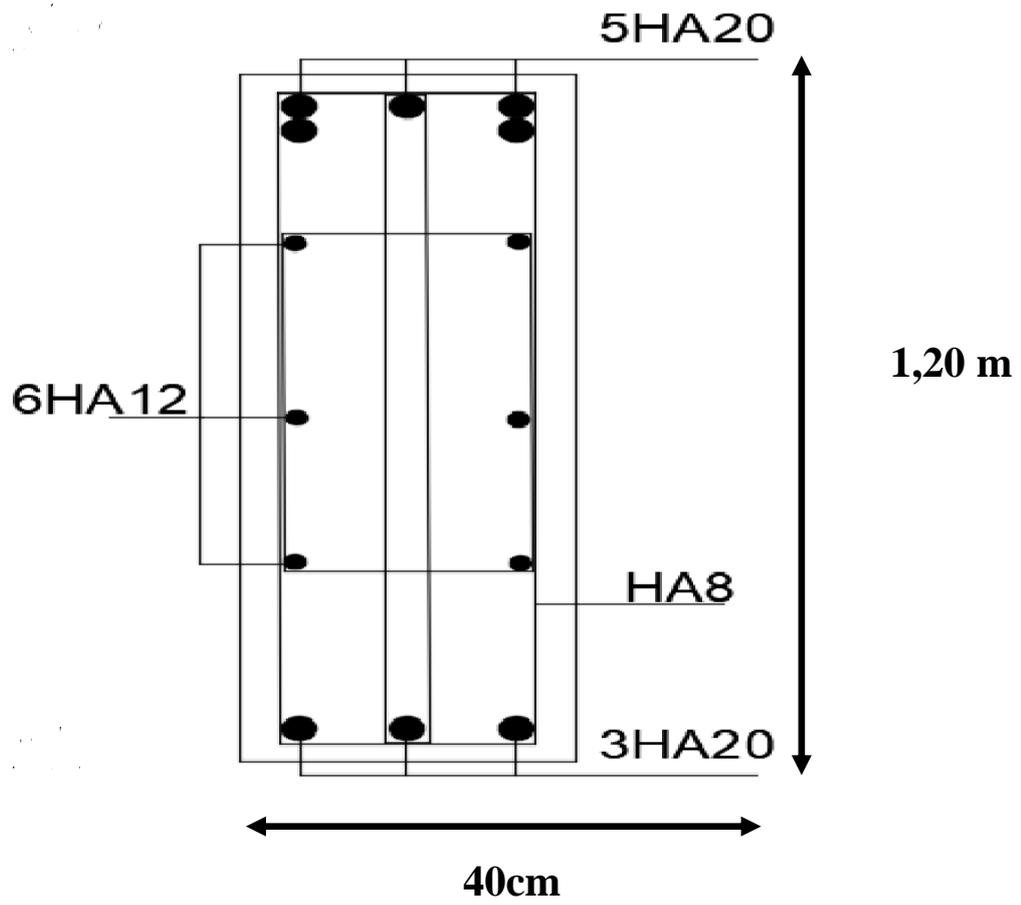


Figure VII.6 : Shema de ferrailage travée sens x

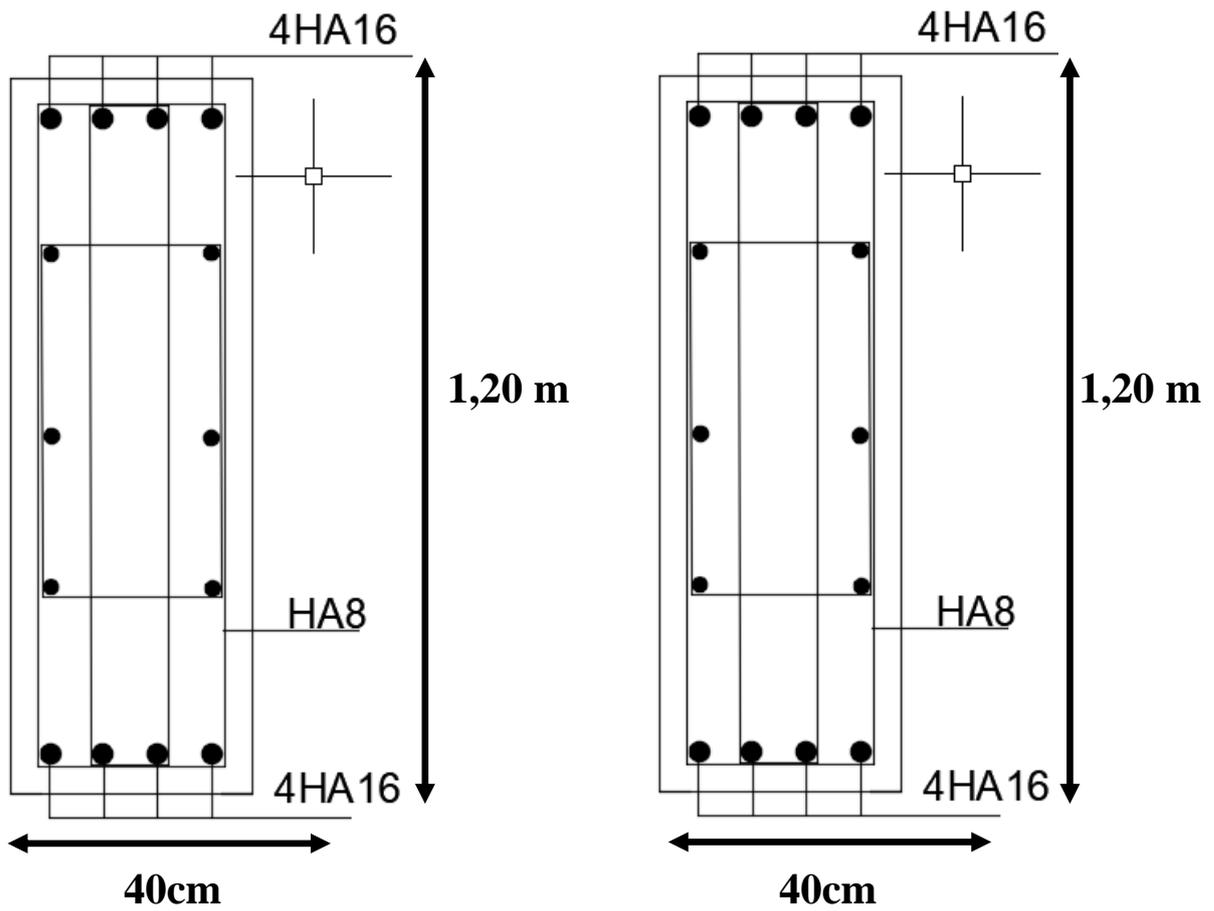


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage travée et appuis sens x et y

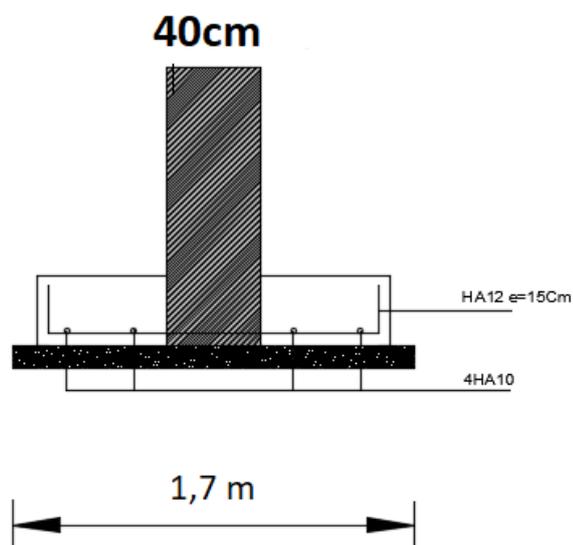


Figure VII.8 : Schéma de ferrailage de la semelle

Nous arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion d'appliquer et d'approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation d'ingénieur.

Les différents éléments de la structure sont dimensionné à l'ELS puis vérifié sous les combinaisons les plus défavorables pour assurer la stabilité de la structure sous différentes charges (sismique à l'ELU...) suivant les règles mises au point par les différents règlements et même sur la pratique des logiciels technique tel que ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ; AUTOCAD.

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants et dans différents niveaux.

La réalisation de ce document nous a permis de comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt de garantir la sécurité de la construction ainsi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, a il nous a permis acquérir des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

Références

- [4] : « *BAEL 91 MODIFIÉ 99* » [BAEL,91]
- [5] : selon le RPA99/V2003
- [7] : Les CCM97, Règlement de conception et de calcul des structures en acier
- [3] : Le RPA 99, D.T.R. B.C. 2.48, Règles parasismiques Algériennes, version 2003
- [2] : EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [4] : Le BAEL91, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [3] : EC4, Conception et dimensionnement des structures mixtes acier- béton, partie 1- 1, règles
- [] : RECHERCH GOOGEL FONDTION
- [] : Recherche Google poutre mixte acier-béton
- [18] : Cours charpente métallique I, (Master1), Mr MENADI.
- [1] : DTR.C 2-4.7, Règlement Neige et Vent, R.N.V.1999.

ANNEXES



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

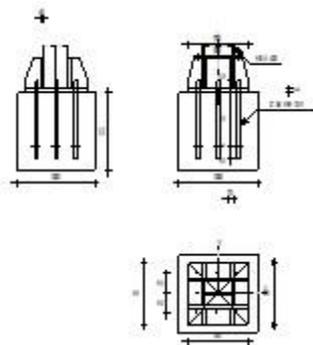
Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0.83



GENERAL

Assemblage N°: 19
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 1
Barres de la structure: 1262

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 1262
 $L_c = 10.00$ [m] Longueur du poteau
Matériau: ACIER E28

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 780$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 780$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 40$ [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 = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900.00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200.00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 36$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_H = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 250$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 250$ [mm]

RAIDISSEUR

$l_s =$	780	[mm]	Longueur
$w_s =$	780	[mm]	Largeur
$h_s =$	390	[mm]	Hauteur
$t_s =$	45	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	100	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	100	[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

$L =$	1000	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1000	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} =$	25.00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
------------	-------	-------	---------------------------------------------

Mortier de calage

$t_g =$	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

SOUDURES

$a_p =$	15	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	15	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 27: $0.8G+1.5VY \quad 2*0.80+6*1.50+1*1.00$

$N_{j,Ed} =$	5067.01	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	540.56	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	199.57	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	10.12	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	6.24	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{t,Rd,s1} =$	600.00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
-----------------	--------	------	-----------------------------------

[Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} =$	600.00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
----------------	--------	------	-----------------------------------

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$$

$F_{t,Rd} =$	600.00	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction
--------------	--------	------	-------------------------------------------

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 1334.23$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 1334.23$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 3557.95$ [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 1334.23$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z} = 1334.23$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [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)

$M_{j,Rd,y} = 295.11$ [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) $0.78 < 1.00$ **vérifié** (0.78)

$M_{j,Rd,z} = 168.79$ [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) $0.05 < 1.00$ **vérifié** (0.05)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.83 < 1.00$ **vérifié** (0.83)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 373.85$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 486.00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 107.70$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 46.73$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 233.33$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 243.45$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 274.02$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 96.15$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 656.86$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0.00 < 1.00$ **vérifié** (0.00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 656.86$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.16 < 1.00$ **vérifié** (0.16)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.16 < 1.00$ **vérifié** (0.16)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_d =$	7.39	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	15.72	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	16.59	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	29.66	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0.11 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.11)$$

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d =$	5.68	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	14.83	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	16.59	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	29.29	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0.11 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.11)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d =$	1.56	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	6.08	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	11.06	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	19.22	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0.07 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	19.88	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	19.88	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	0.18	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	-3.24	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.07 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.10 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.10)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.09 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.09)$$

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	25.13	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	25.13	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	23.70	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	64.89	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.17 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.17)$$

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)]
$\tau_{\parallel} =$	47.39	[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)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.22 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.22)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	11.17	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	11.17	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	15.80	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	35.32	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0.09 < 1.00				vérifié (0.09)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

$\sigma_{\perp} =$	33.51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	33.51	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	23.99	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	78.86	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0.21 < 1.00				vérifié (0.21)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	33.51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	33.51	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	26.31	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	81.04	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0.21 < 1.00				vérifié (0.21)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	33.51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	33.51	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	16.13	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	72.61	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0.19 < 1.00				vérifié (0.19)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} =$	26	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.68		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	75856.62	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	283937.22	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} =$	40	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1.57		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	523250.76	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	53952.13	[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:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.83

.7. Assemblage des éléments de contreventement :

VI.7.1. Contreventement en V :

L'assemblage se fait par des boulons HR 10.9- Ø18. Ils sont fixés sur un gousset avec une cornier 2UPN 260



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

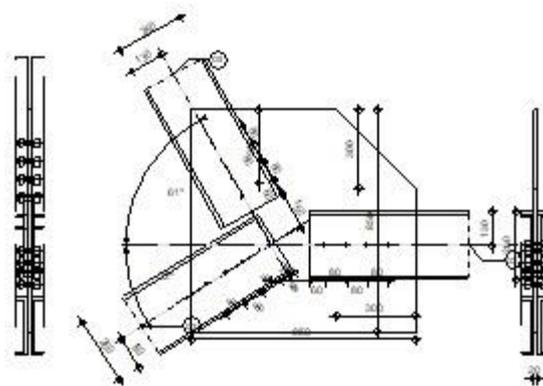
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.83

D2 - 2 UPN 260
D3 - 2 UPN 260
D5 - 2 UPN 260



GENERAL

Assemblage N°: 16
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
 Noeud de la structure: 2630
 Barres de la structure: 1156, 1159, 1157,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 2	Barre 3	Barre 5		
Barre N°:	1156	1159	1157		
Profilé:	2 UPN 260	2 UPN 260	2 UPN 260		
Matériau:	ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28		
Angle	f_y	275.00	275.00	275.00	MPa
	f_u	405.00	405.00	405.00	MPa
Longueur	α	0.0	-32.3	119.4	Deg
	l	0.99	1.04	2.60	m

BOULONS

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 900.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 80;80;80 [mm]
 $e_1 = 60$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 130$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 900.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 80;80;80 [mm]
 $e_1 = 60$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 130$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = -20$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 5

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 900.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 80;80;80 [mm]
 $e_1 = 60$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 130$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 850$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 850$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 280$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 300$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 300$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (103;73)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 300$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER E24
 $f_y = 235.00$ [MPa] Résistance

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: 32: G+Q-1.5VY (1+2+3) * 1.00 + 6 * -1.50

$N_{b2,Ed} = -789.55$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -876.34$ [kN] Effort axial
 $N_{b5,Ed} = -258.12$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -197.39$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = 0.00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Ed} = 197.39$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 262.80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 262.80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-197.39 < 262.80$	vérifié	(0.75)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0.00 < 262.80$	vérifié	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$197.39 < 293.15$	vérifié	(0.67)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 1350.11$ [kN]			[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} = 1328.25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 6.1]
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -394.77 < 1350.11$	vérifié	(0.29)
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -394.77 < 1328.25$	vérifié	(0.30)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 559.57$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -394.77 < 559.57$	vérifié	(0.71)

BARRE 3

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -219.08$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = 0.00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Ed} = 219.08$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 262.80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 262.80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-219.08 < 262.80$	vérifié	(0.83)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0.00 < 262.80$	vérifié	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$219.08 < 293.15$	vérifié	(0.75)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 1350.11$ [kN]			[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} = 1328.25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 6.1]
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -438.17 < 1350.11$	vérifié	(0.32)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -438.17 < 1328.25$	vérifié	(0.33)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 559.57$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -438.17 < 559.57$	vérifié	(0.78)

BARRE 5

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -64.53$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = 0.00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Ed} = 64.53$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 262.80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 262.80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-64.53 < 262.80$	vérifié	(0.25)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0.00 < 262.80$	vérifié	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$64.53 < 293.15$	vérifié	(0.22)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

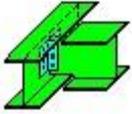
$N_{uRd} = 1350.11$ [kN]				[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} = 1328.25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute			[1993-1-1:2005 6.1]
$ 0.5 * N_{b5,Ed} \leq N_{uRd}$		$ -129.06 < 1350.11$	vérifié	(0.10)
$ 0.5 * N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -129.06 < 1328.25$	vérifié	(0.10)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 559.57$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous			[3.10.2 (3)]
$ 0.5 * N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -129.06 < 559.57$	vérifié	(0.23)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.83



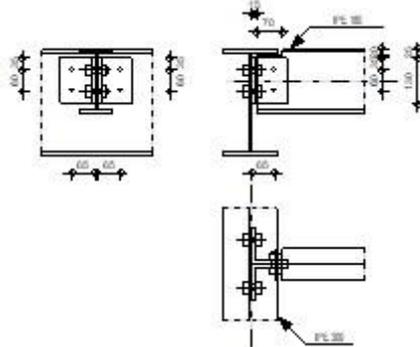
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,85



GENERAL

Assemblage N°: 17
Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
Noeud de la structure: 965
Barres de la structure: 1008, 1078

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 300
Barre N°: 1008
 $\alpha = -90,0$ [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 E28
 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 180
Barre N°: 1078
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 180$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 91$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 23,95$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 1316,96$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 405,00$ [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 =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[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 =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[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
$V_{b,Ed} =$	34,03	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 38,6 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un } F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 45,2 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction } F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,99 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,99 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 90,88 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,86 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 79,24 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,65 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 84,00 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 84,00 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$$e = 68 \text{ [mm]} \text{ Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre}$$

$$M_0 = 1,1 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \text{ Moment fléchissant réel } M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 8,5 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant } F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 19, \text{ [kN]} \text{ Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment } F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 19, \text{ [kN]} \text{ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x } F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$F_{z,Ed} = 8,5$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Ed} = 20,99$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 84,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 79,24$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 19,19 < 38,60$	vérifié	(0,23)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 8,51 < 38,60$	vérifié	(0,11)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$20,99 < 38,60$	vérifié	(0,54)

Traction des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 1,1$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$$

$F_{t,Ed} = 19,44$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$19,44 < 45,22$	vérifié	(0,43)
--------------------------	-----------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 20,99$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,85 < 1,00$	vérifié	(0,85)
--------------------------------------------------------------	---------------	---------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,2$ [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

$F_{b,Rd1x} = 63,60$ [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

$\alpha_{bz} = 0,74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 50,88$ [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
$\alpha_{bz} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,65 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	168,00 [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 de la poutre principale	
$M_0 =$	2,3 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	17,02 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	38,88 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	38,88 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	17,02 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	42,44 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	63,60 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	50,88 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 38,88 < 63,60$	vérifié (0,61)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 17,02 < 50,88$	vérifié (0,33)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$42,44 < 77,21$	vérifié (0,55)

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	
$A_{nv} =$	6,80 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	150,08 [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}$		$ 17,02 < 150,08$	vérifié (0,11)

POUTRE

$A_{nt} =$	2,17 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	3,87 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	96,63 [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}$		$ 34,03 < 96,63$	vérifié (0,35)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,50$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 4,70$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,65 < 0,85$$

$W_{net} = 27,22$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 7,48$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_o| \leq M_{c,Rdnet}$$

$$|1,17| < 7,48$$

vérifié

$$(0,16)$$

$A_v = 13,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = I_a \cdot t_{ia}$$

$A_{v,net} = 9,40$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o$$

$V_{pl,Rd} = 206,40$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0,5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$$

$$|17,02| < 206,40$$

vérifié

$$(0,08)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 4,24$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 3,29$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,70 < 0,85$$

$W_{net} = 21,39$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 5,88$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_o| \leq M_{c,Rdnet}$$

$$|2,33| < 5,88$$

vérifié

$$(0,40)$$

$A_v = 8,48$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 6,57$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o$$

$V_{pl,Rd} = 134,64$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$|34,03| < 134,64$$

vérifié

$$(0,25)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,85



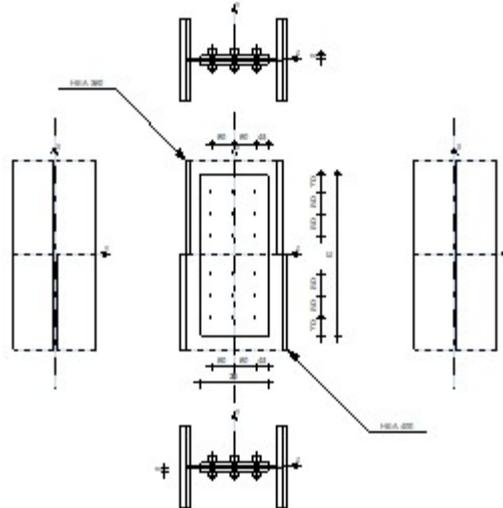
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018



Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0.96



GENERAL

Assemblage N°: 13
Nom de l'assemblage : Epissure du poteau
Noeud de la structure: 60
Barres de la structure: 30, 186

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 400
Matériau: ACIER E28

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 360
Matériau: ACIER E28

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pw} = 250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pw} = 15$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{ypw} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{upw} = 365.00$ [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFERIEURE



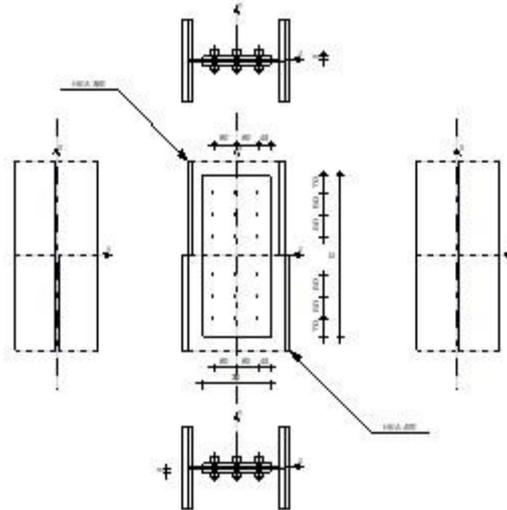
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018



Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0.96



GENERAL

Assemblage N°: 13
Nom de l'assemblage : Epissure du poteau
Noeud de la structure: 60
Barres de la structure: 30, 186

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 400
Matériau: ACIER E28

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 360
Matériau: ACIER E28

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

l_{pw} = 600 [mm] Longueur de la platine
 h_{pw} = 250 [mm] Hauteur de la platine
 t_{pw} = 15 [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER

f_{ypw} = 235.00 [MPa] Résistance de calcul
 f_{upw} = 365.00 [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

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: 31: G+Q+1.5VY (1+2+3)*1.00+6*1.50

ETAT LIMITE: ULTIME

N_{Ed1} = -839.90 [kN] Effort axial
 $V_{y,Ed1}$ = -4.68 [kN] Effort tranchant
 $V_{z,Ed1}$ = 20.95 [kN] Effort tranchant
 $M_{y,Ed1}$ = -26.62 [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{Vz,Ed1}$ = 5.94 [kN*m] Moment fléchissant
 N_{Ed2} = -839.90 [kN] Effort axial
 $V_{y,Ed2}$ = 4.30 [kN] Effort tranchant
 $V_{z,Ed2}$ = -20.93 [kN] Effort tranchant
 $M_{y,Ed2}$ = -26.62 [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{Vz,Ed2}$ = 5.86 [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

PAROI INFERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

ETAT LIMITE: ULTIME

$F_{x,Ed}$ = 117.78 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
 $F_{z,Ed}$ = 26.79 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
 F_{Ed} = 120.79 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 F_{Rdx} = 142.56 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 F_{Rdz} = 142.56 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	117.78 < 142.56	vérifié	(0.83)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	26.79 < 142.56	vérifié	(0.19)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	120.79 < 231.62	vérifié	(0.52)

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		25.30	20.35	20.95	731.36	0.03	vérifié

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		24.00	27.75	10.47	730.78	0.01	vérifié

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t = 60.13$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 49.87$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.75 < 0.85$$

$W = 2311.25$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 2311.25$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 635.59$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-26.62| < 635.59 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

$A_v = 42.90$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

$A_{v,net} = 36.96$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

$V_{pl,Rd} = 681.13$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |20.95| < 681.13 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

ÉCLISSE D'AME

$M_{c,Rdnet} = 30.18$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-0.01| < 30.18 \quad \text{vérifié} \quad (0.39)$$

$V_{pl,Rd} = 508.79$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |10.47| < 508.79 \quad \text{vérifié} \quad (0.02)$$

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

ETAT LIMITE: ULTIME

$F_{x,Ed} = 124.32$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 33.32$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 128.71$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 129.60$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon

[Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 129.60$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon

[Tableau 3.4]

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 124.32 < 129.60 \quad \text{vérifié} \quad (0.96)$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 33.32 < 129.60 \quad \text{vérifié} \quad (0.26)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 128.71 < 231.62 \quad \text{vérifié} \quad (0.56)$$

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		21.00	18.50	-20.93	633.12	0.03	vérifié

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		24.00	27.75	-10.46	730.78	0.01	vérifié

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t = 55.63$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 46.18$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.75 < 0.85$$

$W = 1890.85$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 1890.85$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 519.98$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-26.62| < 519.98 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

$A_v = 35.00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

$A_{v,net} = 29.60$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

$V_{pl,Rd} = 555.70$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |-20.93| < 555.70 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

ÉCLISSE D'AME

$M_{c,Rdnet} = 30.18$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-0.01| < 30.18 \quad \text{vérifié} \quad (0.49)$$

$V_{pl,Rd} = 508.79$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |-10.46| < 508.79 \quad \text{vérifié} \quad (0.02)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.96