



République Algérienne Démocratique & Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Université de BLIDA « SAAD DAHLAB »

جامعة سعد دحلب- البليدة
Faculté De technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

Mémoire de Projet De Fin d'Etudes
مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du Diplôme De Master 2 En Génie Civil

Option :

Structures Métalliques et Mixtes

THEME :

**Etude comparative entre une structure mixte et métallique d'un bâtiment
R+9+SS à usage administratif**

Promoteur :

Dr. I. DERBAL

Présenté par :

✓ **BENFARES IMEN**
✓ **CHELABI SELMA**

Promotion 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



الملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مقارنة لمبنى بهيكل معدني ومختلط مكون من طابق تحت أرضي+طابق أرضي+ تسعة طوابق للاستخدام الإداري. تهدف الدراسة إلى حساب أحمال الثلوج والرياح وكذلك دراسة التحجيم المسبق وبعدها قمنا بدراسة زلزالية كل هذا وفقا لعدة قوانين بناء جزائرية مختلفة مثل RNV2013 CCM97 و RPA99v2003 وأيضا دراسة السرداب والأساسات وفقا ل BAEL91, و دراسة مقارنة لتكلفة المتغيرين المذكورين أعلاه. وبالنسبة للتحجيم، تم إجراء التحقق من خلال برنامج النمذجة والحساب. **الكلمات المفتاحية:** هيكل معدني، مختلط، التكاليف.

Résumé

Ce projet consiste à établir une étude comparative entre deux types de construction à savoir la charpente métallique et un autre système mixte d'un bâtiment de sous-sol+R+9 à usage administrative.

L'étude vise le calcul des surcharges de neige et vent ainsi que le pré dimensionnement et l'étude séismique selon différents règlements tels que RNV2013, CCM97 et le RPA99v2003 et aussi une étude de sous-sol et des fondations suivant le BAEL91, ainsi qu'une étude comparative du coût des deux variantes. Et pour le dimensionnement, on a fait une vérification par logiciel de modélisation et calcul.

Mot clés : Charpente métallique, mixte, coûts.

Summary

This project will establish a comparative study between two types of construction: steel construction and another composite system of a basement building+G+9 for an administrative use.

The study aims at the calculation of snow and wind overload as well as the pre-sizing and a seismic study according to different Algerian codes such as RNV2013, CCM97 and RPA99v2003 and also a study of subsoil and foundations according to BAEL91, and a comparative study of the cost of the two variants. And for the sizing, we did verification by modeling and calculation software.

Key words: Steel construction, composite construction, costs.

Remerciements

Tout d'abord, Dieu merci, pour la volonté et la patience qu'il nous a donné pour mener à terme ce travail.

Aussi :

-Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus vifs et notre gratitude la plus totale à notre promoteur monsieur Mr.Derbal Ismail, pour les orientations et les conseils qu'il nous a prodigué durant toute l'évolution de notre projet.

-Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

-Nous sommes aussi très reconnaissants à notre département et à l'ensemble des enseignants qui ont contribués à notre formation, avec beaucoup de dévouement et de compétence.

Enfin, nous adressons nos remerciements à tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet, qu'ils trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance ; tout particulièrement, nos familles et amis.

** اللهم وفقنا لما تحبه و تر ضاه **

IMEN et SELMA

Dédicace

Je m'incline devant dieu tout puissant qui ma ouvert la porte du savoir et ma aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

*À ma chère mère, source d'affection de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour **Meriem***

*À l'homme qui ma toujours guidée vers le chemin droit avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral
À mon cher père **Abdallah***

*À mon trésor, mon seul frère **Mohamed***

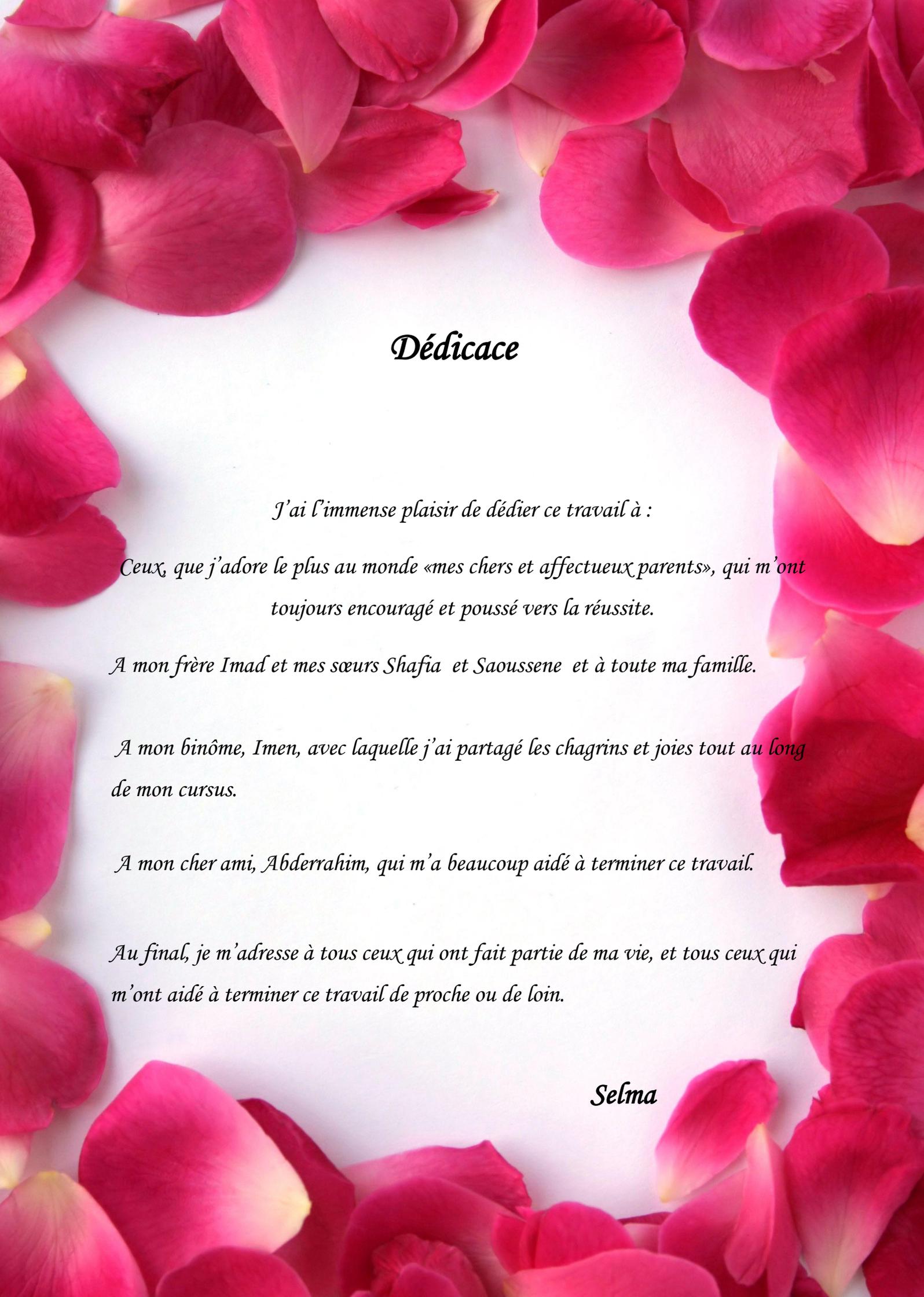
*À mes deux **Sœurs Zoubida et Amina***

*À mon fiancé et ma moitié **Toufik***

*À mon binôme **Selma** et sa famille pour la quelle je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.*

Sans oublier en dernier à tous personne qui m'ont soutenu de près ou de loin dans mon cycle éducatif.

Imen



Dédicace

J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail à :

Ceux, que j'adore le plus au monde «mes chers et affectueux parents», qui m'ont toujours encouragé et poussé vers la réussite.

A mon frère Imad et mes sœurs Shafia et Saoussene et à toute ma famille.

A mon binôme, Imen, avec laquelle j'ai partagé les chagrins et joies tout au long de mon cursus.

A mon cher ami, Abderrahim, qui m'a beaucoup aidé à terminer ce travail.

Au final, je m'adresse à tous ceux qui ont fait partie de ma vie, et tous ceux qui m'ont aidé à terminer ce travail de proche ou de loin.

Selma

SOMMAIRE

Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	
Liste des notions	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Plans	
Introduction générale	01

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation du projet	03
I.2. Données géométriques de bâtiment	03
I.3. Règlements utilisés	03
I.4. Matériaux utilisés	03
I.4.1. Acier de construction	03
I.4.2. Le béton	04
I.4.3. Aciers.....	04
I.5. Les assemblages	04
I.5.1. Le boulonnage.....	04
I.5.2. Le soudage	04
I.6. Conception structurale	04
I.6.1 .Structure horizontale.....	04
I.6.1.1.Plancher courant.....	04
I.6.1.2.Plancher terrasse.....	05
I.6.2.Structures verticales	05

CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Les planchers.....	06
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux	07
II.2.1 Solives du plancher terrasse	07
II.2.2 les poutres porteuses	13
II .2.2.1 Plancher terrasse	13
II.3. Les poteaux	19

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Etude des escaliers.....	24
III.1.1 Introduction.....	24
III.1.2 pré dimensionnement des escaliers.....	24
III.1.2.1 Le nombre de contre marche.....	24
III.1.2.2 pré dimensionnement des éléments porteurs	25
III.1.2.3 Pré dimensionnement de la poutre palière	28

CHAPITRE IV : ETUDE CLIMATIQUE NEIGE ET VENT

IV .1 Etude de vent	30
IV.1.1 Introduction	30
IV.1.2 Présentation générale de l'ouvrage.....	31
IV.1.3 Les données relatives au site	31
IV .2 Effet de neige.....	39

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.1 Introduction	41
V.1.2 La méthode modale spectrale	41
V.1.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	43
V.2 Structure mixte.....	48

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

VI.1 Introduction	51
VI.2. Vérification des poutres	51
VI.2.1 Poutres porteuses	51
VI.2.2 Poutres non porteuses	52
VI.3. Poteaux	53
VI.3.1. Vérification a la résistance	53
VI.3.2. Vérification du déversement	53
VI.3.3 Vérification de flambement composée (avec risque de déversement).....	54
VI.4 Eléments mixte	56
VI.4 .1 Vérification des poteaux	56
VI.4 .1.1 Voilement local des parois de la section en acier [4].....	56
VI.4 .1.2 Vérification de la résistance du poteau contre la compression et la flexion combinées.....	57
VI.4 .1.3 Vérification du voilement	57
VI.4 .1.4 Vérification du poteau vis-à-vis la compression axial	58
VI.5 Ferrailage du noyau central.....	63
VI.5.1 Méthode utilisée pour le ferrailage du voile	63
VI.5.2 Les armatures	64
VI.5.3 Calcul des armatures.....	64

CHAPITRE VII : ASSEMBLAGE

VII.1 Introduction.....	68
VII.2 Fonctionnement des assemblages.....	68
VII.3 Calcul des assemblages	68

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII. 1 Etude du voile périphérique	81
VIII .1.1 Introduction	81
VIII .2 Calcul des fondations.....	84
VIII.2.1 Semelles Filantes.....	86
VIII.3 Etude des Poteaux sous-sol	89
VIII.3 .1 Vérification des poteaux sous-sol en charpente métallique	89
VIII.3 .2 Vérification des poteaux sous-sol mixte	91

VIII 3.2.1. Vérification de la résistance du poteau contre la compression et la flexion combinées.....	91
VIII 3.2.2 Vérification de la résistance du poteau contre la compression combinée et la flexion bi-axiale.....	96

CHAPITRE IX : ESTIMATION DES COUT

IX Estimation du coût.....	98
IX.1 Devis estimatif et quantitatif de la structure en charpente métallique	98
IX.1.1 L'ossature	98
IX.1.2 Plancher en TN 40 Dalle pleine	98
IX.1.3 Voiles (noyau central)	99
IX.1.4 Coût total de la structure en charpente métallique	99
IX.2 Devis estimatif et quantitatif de la structure mixte	99
IX.2.1 L'ossature	99
IX.3 Coût total de la structure mixte	100
Comparaison des coûts	100
Conclusion.....	100

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des notations

A : Section brute d'une pièce
A_{net} : Section nette d'une pièce
A_{réf} : Surface élémentaire
A_w : Section de l'âme
A_v : Aire de cisaillement
b_f : La largeur de la solive
b_e : La largeur associée aux solives
C_f : Coefficient de force
C_t : Coefficient de topographie
C_r : Coefficient de rugosité
C_{p,net} : Coefficient de pression nette
C_e : Coefficient d'exposition
C_d : Coefficient dynamique
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier
G : Charge permanente
G : Module d'élasticité transversale
G_c : Effort appliqué sur le connecteur
I : Moment d'inertie
I_{v(z)} : Intensité de la turbulence
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre - Poteau
K₀ : Coefficient de flambement
K_t : Facteur de terrain
M_{Sd} : Moment sollicitant en générale
M : Moment fléchissant
M_{Rd} : Moment résistant
M_{Pl} : Moment plastique
M_{cr} : Moment critique
M_{b,Rd} : Valeur de calcul de la résistance au déversement
N_{Pl,Rd} : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
N_{b,Rd} : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement
N_{Sd} : Effort normal sollicitant
N_{t,Sd} : Effort normal de traction
N_{pl} : Effort normal plastique
N_{c,Rd} : La résistance de calcul à la compression de la section transversale
n : le coefficient d'équivalence acier/ béton
P_K : Poids total de la structure
Q : Charge d'exploitation
q_{p(z_e)} : Pression dynamique de pointe
R : Coefficient de comportement de la structure
S : Surface
S : Charge de la neige
S_k : Charge de la neige sur le sol
V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant
V_{pl,Rd} : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement

Liste des notations

$V_{\text{réf}}$: Vitesse de référence du vent
 W : Pression aérodynamique
 $W_{(z_j)}$: Pression dynamique
 W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur z_e
 W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur z_e
 W_{pl} : Module de résistance plastique
 W_{el} : Module de résistance élastique
 d : Diamètre d'une section circulaire
 f : Flèche
 f_y : Limite d'élasticité
 f_u : Résistance à la traction
 f_{c_j} : Résistance à la compression à "j" jours
 f_{bu} : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime
 H : Hauteur d'une pièce
 L : Longueur d'une pièce
 L_f : Longueur de flambement
 r : Rayon d'une section circulaire
 t : Épaisseur d'une pièce
 t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau)
 t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau)
 Z : Hauteur au-dessus du sol
 Z_0 : Paramètre de rugosité
 $Z_{\text{éq}}$: Hauteur équivalente
 Z_{min} : Hauteur minimale
 α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié
 β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
 β_w : Facteur de corrélation
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent
 γ_M : Coefficient partiel de sécurité
 γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1, 2,3)
 γ_{M1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4)
 γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous
 γ_b : Coefficient de sécurité
 λ : Élancement
 λ_i : Élancement de déversement
 α : Facteur d'imperfection
 ϕ : Rotation
 ϕ_{lt} : Rotation de déversement
 η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier
 σ_a : Contrainte de l'acier
 σ_b : Contrainte du béton
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression à l'état limite de service

Liste des notations

σ_{st} : La contrainte admissible de l'acier à l'ELU

$\overline{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol

$\bar{\tau}$: Contrainte limite de cisaillement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

η : Facteur de correction d'amortissement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i

Δk : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »

μ : Coefficient de forme de la charge de neige



Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : Construction d'un plancher collaborant.....	04
Figure I.2 : Composition d'un plancher terrasse.....	05
Figure I.3 : Coupe sur un mur en double parois.....	05

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Schéma des composants de plancher mixte.....	06
Figure II.2 : Schéma des solives.....	07
Figure II.3 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.....	08
Figure II.4: Largeur de la dalle effective	10
Figure II.5 : Schéma des positions des connecteurs.....	13
Figure II.6: Schéma statique de la poutre principale.....	14
Figure II.7: Schéma du poteau central le plus sollicité	19

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Vue de l'escalier.....	24
Figure III.2 : Schéma d'une marche.....	26
Figure III.3 Les charges sur la cornière.....	26
Figure III.4 : Charges appliqués sur limon.....	27

CHAPITRE IV : ETUDE CLIMATIQUE NEIGE ET VENT

Figure IV.1: Effet de vent sur les deux façades.....	30
Figure IV.2 : Hauteur de référence z_e	31
Figure IV.3 : Légende	33
Figure IV.4 : Légende pour la toiture plate.....	33
Figure IV.5 : Hauteur de référence z_e	35
Figure IV.6 : Légende	37
Figure IV.7 : Légende pour la toiture plate.....	38

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure V.1 : spectre de réponse ($\zeta=5\%$)	44
Figure V.2 : spectre de réponse ($\zeta=6\%$)	48
Figure V.3 : Modélisation de la structure	50

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

Figure VI.1: Poteau mixte.	63
Figure VI.2 : contraintes (traction- compression)	63

CHAPITRE VII : ASSEMBLAGE

Figure VII.1 : Assemblage Boulonnée	68
Figure VII.2 : Assemblages poteau HEB400-poteau HEB400	70
Figure VII.3 : Assemblage poutre IPE400-solive IPE160	72
Figure VII.4. Assemblage poteau HEB400-poutre secondaire IPE300	75
Figure VII.5: Plaque d'assise à projection étendue	76
Figure VII.6 : disposition constructive.....	77
Figure VII.7: Assemblage pied de poteau HEB 400	80

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII.1 : Evaluation des charges.....	81
Figure VIII.2: Diagramme des contraintes.....	82
Figure VIII.3 : Ferrailage du voile périphérique.....	84
Figure VIII.4: Semelle isolé.....	85
Figure VIII.5: Semelle Filante	87
Figure III.6 : Poteau mixte sous-sol	97



Liste des tableaux

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau II.1 : Les charges permanentes de plancher terrasse.....	06
Tableau II.2 : Les charges permanentes de plancher étage courant.....	07
Tableau II.3 : Caractéristiques du profilé IPE160.....	08
Tableau II.4 : Les charges repris par la solive	08
Tableau II.5 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	09
Tableau II.6 : Vérification de la rigidité de la solive	09
Tableau II.7 : Vérification de déversement dans la solive	10
Tableau II.8 : Les charges repris par la solive (phase finale)	10
Tableau II.9 : Position de l'axe neutre	11
Tableau II.10 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant.....	11
Tableau II.11 : Vérification de la rigidité	12
Tableau II.12 : Récapitulatif les sections des solives	12
Tableau II.13: Les caractéristiques du profilé IPE400	14
Tableau II.14 : Les charges repris par la poutre	15
Tableau II.15 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	15
Tableau II.16 : Vérification de la rigidité de la poutre	15
Tableau II.17 : Les charges repris par la poutre	16
Tableau II.18 : Position de l'axe neutre	17
Tableau II.19 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	17
Tableau II.20 : vérification de la rigidité de la poutre	18
Tableau II.21 : Récapitulatif les sections des poutres	18
Tableau II.22: La descente des charges de poteau	20
Tableau II.23 : Pré-dimensionnement du poteau	21
Tableau II.24 : Les vérifications du flambement	23
Tableau II.25: Les profilés finaux des poteaux.....	23

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Charge permanente d'une volée.	25
Tableau III.2 : Charge permanente d'un palier.....	25

CHAPITRE IV : ETUDE CLIMATIQUE NEIGE ET VENT

Tableau IV.1 : Les ouvertures de chaque façade	30
Tableau IV.2: Récapitulatif	32
Tableau IV.3 : Coefficient de pression extérieure Cpe	33
Tableau IV.4 : Valeurs de Cpe.....	33
Tableau IV.5 : Valeurs de la pression due au vent (sens V1).....	34
Tableau IV.6 : Valeurs de la pression due au vent (sens V1) toiture plate	35
Tableau IV.7: Récapitulatif	36
Tableau IV.8 : Coefficient de pression extérieur Cpe	37
Tableau IV.9: Coefficient de pression extérieure Cpe pour les parois des toitures plates	37
Tableau IV.10: Valeurs de la pression due au vent (sens V2).....	39
Tableau IV.11: Valeurs de la pression due au vent (sens V2) toiture plate.....	39
Tableau IV.12: Coefficient μ dépende angle du versant.....	40

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau V.1 : Facteur de qualité	45
Tableau V.2 : Participation massique	45
Tableau V.3 : Comparaison de la force sismique.....	46
Tableau V.4: Déplacement inter-étage	46
Tableau V. 5: Choix finale du profilé	46
Tableau V.6: L'effet $P - \Delta$	47
Tableau V.7: Participation massique	48
Tableau V.8 : Comparaison de la force sismique	49
Tableau V.9: Déplacement inter-étage	49
Tableau V.10: L'effet $P - \Delta$	50

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

Tableau VI.1: Position de l'axe neutre	51
Tableau VI.2 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	52
Tableau VI.3: Position de l'axe neutre	52
Tableau VI.4 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant	52
Tableau VI.5 : Récapitulatif des poutres adoptées	53
Tableau VI.6: Caractéristiques du profilé HEB 400.....	53
Tableau VI.7 : Sollicitation de poteau de RDC plus sollicité.....	53

Tableau VI.8 : Sollicitation de poteau du 1 ^{er} étage plus sollicité	56
Tableau VI.9: Les efforts repris par le poteau du RDC	56
Tableau VI.10 : Vérification de poteau de RDC.....	56
Tableau VI.11 : Les caractéristiques du profilé HEB280	57
Tableaux VI.12: Les efforts repris par le poteau	57
Tableau VI.13: Vérification du poteau vis-vis la compression axial	59
Tableau VI.14: Position de l'axe neutre suivant y-y	61
Tableau VI.15 : Position de l'axe neutre suivant z-z	62
Tableau VI.16: Les efforts repris par le poteau du RDC	63
Tableau VI.17 : Calcul des armatures verticales	66
Tableau VI.18 : Calcul des armatures de couture	67

CHAPITRE VII : ASSEMBLAGE

Tableau VII.1 : Caractéristiques du boulon	68
Tableau VII.2 : Caractéristiques du profilé	68
Tableau VII.3 : Les coefficients	69
Tableau VII.4: Les distances des boulons par rapport à l'axe neutre	70
Tableau VII.5 : Caractéristiques géométriques des profilés	71
Tableau VII.6 : Caractéristiques du boulon M14	71
Tableau VII.7 : Caractéristiques géométriques des profilés	72
Tableau VII.8 : Caractéristiques du boulon M12	72

CHAPITRE VIII : ETUDE DE FONDATION

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile périphérique.....	82
Tableau VIII.2: Vérification des contraintes à l'ELS.	84
Tableau VIII.3: Vérification des contraintes du nouveau choix.	84
Tableau VIII .4 : Sections des Semelles Filantes.....	86
Tableau VIII.5 : Sollicitation de poteau de RDC plus sollicité	89
Tableau VIII .6 : Les efforts repris par le poteau... ..	91
Tableau VIII.7: Vérification du poteau vis-vis la compression axial.....	93
Tableau VIII.8: Position de l'axe neutre suivant y-y.....	94
Tableau VIII.9 : Position de l'axe neutre suivant z-z.....	95
Tableau VIII.10 : Les efforts repris par le poteau du sous-sol.....	96

CHAPITRE IX : ESTIMATION DES COUT

Tableau IX.1 : Poids de l'ossature en charpente métallique	98
--	----

Tableau IX.2 : Estimation du coût de l'ossature	98
Tableau IX.3 : Estimation du coût de plancher	98
Tableau IX.4 : Estimation de coût de noyau central	99
Tableau IX.5 : Coût total de la structure.....	99
Tableau IX.6 : Poids de l'ossature mixte.....	99
Tableau IX.7 : Coût du béton des poteaux mixte.....	99
Tableau IX.8 : Estimation du coût de l'ossature mixte.....	99
Tableau IX.9 : Coût total de la structure	100

Introduction générale

Chapitre I :

Présentation du projet

Chapitre II :
Pré dimensionnement
des éléments
principaux

Chapitre III :
CALCUL DES
ELEMENTS
SECONDAIRES

Chapitre IV :
ETUDE
CLIMATIQUE
NEIGE ET VENT

Chapitre V :
ETUDE
DYNAMIQUE ET
SISMIQUE

Chapitre VI :
***VERIFICATION DES
ELEMENTS DE
L'OUVRAGE***

Chapitre VII :

Assemblages

Chapitre VIII :
ETUDE DE
FONDATION

Chapitre IX :
ESTIMATION DU
COUT

Conclusion

Annexe

Introduction générale

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc., son endommagement induit automatiquement des pertes humaines très importantes aussi la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

Le présent projet, mené en binôme, pour l'obtention de diplôme de fin d'étude master, consiste en une étude comparative d'un bâtiment (sous-sol +RDC+9 étages) en charpente métallique et mixte. Ce bâtiment est implanté à Bab ezzouar wilaya d'Alger. Selon les règles parasismiques algériennes (**RPA99 v2003**), Alger est une région de forte sismicité classé en zone **III**.

L'ingénieur est donc appelé à assurer la stabilité de ces constructions et à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dues aux dommages subis par la structure.

Dans notre étude, on va consacrer le premier chapitre aux généralités où on présente les principes généraux de calculs et vérifications des pièces ainsi que les caractéristiques et les lois de comportement des matériaux à utiliser.

On tenant compte de l'évaluation des charges, nous avons fait un pré-dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres et voiles sont présentés dans le chapitre deux alors que le troisième chapitre comporte le calcul des éléments secondaire qui comporte notre bâtiment. Nous citons (les escaliers et les planchers).

Dans le **4ème chapitre** on verra l'étude climatique. Cette partie de l'étude sera consacrée à l'évaluation des sollicitations d'ensembles engendrées par l'action du vent et de neige. Le calcul conduit est conforme au règlement algérien RNV version 2013 (DTR C2 -47).

Le **5ème chapitre** consiste à modéliser la structure et déterminer des modes de vibration en essayant de chercher le meilleur comportement dynamique pour notre structure ce qui fera l'objet de chapitre et cela en tenant en compte le noyau central et la meilleure disposition et choix possible des profilés qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes.

Le **6ème chapitre** c'est la vérification des éléments de l'ouvrage. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [EC], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique et des charges verticales. Ces combinaisons sont faites sur la base des règlements en vigueur

Pour le **7ème chapitre** on va assembler les pièces par des boulons. Ceux système pour solidariser les éléments et de transmettre les efforts d'une pièce à l'autre.

Le **8ème chapitre** c'est l'étude des fondations qui sont des éléments de la structure ayant pour objet de la transmission des charges de la superstructure au sol. Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Et pour le **dernier chapitre** on va obtenir une estimation de prix de notre structure en charpente et leur prix en structure mixte. On arrive à une comparaison entre ces deux derniers. Nous terminons ce mémoire par une conclusion générale.

I.1. Présentation du projet

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et comparaison (charpente métallique et mixte) d'un bâtiment (sous-sol+RDC + 9 étages).

Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, précisément à Bab-Ezzouar « Zone III : selon la classification du l'RPA 99Version 2003 ».

La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable, en charpente métallique.

Les planchers sont en dalle pleine section mixte collaborant (béton– acier).

Les remplissages des façades sont en maçonnerie.

L'ouvrage est composé d'un rez-de-chaussée et de 9 étages destinés à usage bureau.

Ainsi qu'un niveau de parking sous terrain.

Notons qu'en construction mixte, les éléments de la structure sont maintenus, à l'exception des poteaux qui seront mixte.

I.2. Données géométriques de bâtiment

Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- Longueur du bâtiment : ----- **35.8m.**
- Largeur du bâtiment : ----- **34.25 m.**
- Hauteur de s/sol : ----- **4 m.**
- Hauteur du R.D.C : ----- **4.08 m.**
- Hauteur du 1 er étage : ----- **4.08 m.**
- Hauteur d'étage : ----- **3.74 m.**
- Hauteur totale : ----- **38,08 m.**
- Hauteur d'acrotère : ----- **0.6 m.**
- La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 2,1$ bars.

I.3. Matériaux utilisés

I.3.1. Acier de construction

L'acier est un matériau obtenu par transformation de la fonte dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 81000$ MPa.

I.3.2. Le béton

Le béton présente les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa.
- Masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 32000$ MPa.

I.3.3. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) FeE400.
- Barres à haute adhérence (HA) $f_e = 400\text{MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinale $E_s = 2,10.10^5\text{MPa}$.

I.4. Les assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.4.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique, du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR10.9) pour les assemblages rigides des portiques auto stable.

I.4.2. Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un Cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à Assembler.

I.5. Conception structurale

On a deux types de structure :

I.5.1 .Structure horizontale

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

I.5.1.1.Plancher courant

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle Collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (I.1).

- ✓ Les bacs d'aciers sont de type TN40.
- ✓ L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 15 cm.
- ✓ Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- ✓ La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- ✓ Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus Judicieuse techniquement.

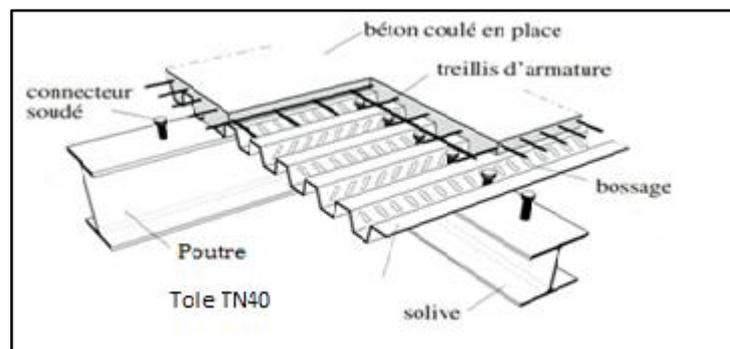


Figure I.1 : Construction d'un plancher collaborant.

I.5.1.2. Plancher terrasse

Il est identique aux plancher courants sauf que le versant est incliné par une pente. La partie Supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, Étanchéité de protection).

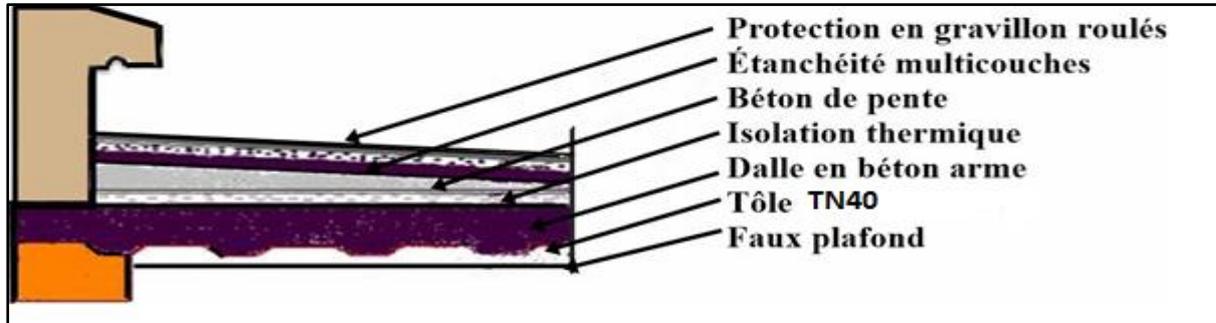


Figure I.2 : Composition d'un plancher terrasse.

I.5.2. Structures verticales

La superstructure est principalement composée des murs en maçonnerie non porteurs.

✓ Pour les murs extérieurs

Les murs sont en forme de doubles parois en brique creuse de 15 et de 10 cm, avec un vide d'air de 5 cm.

✓ Pour les murs intérieurs

Les murs sont en brique creuse de 10 cm.

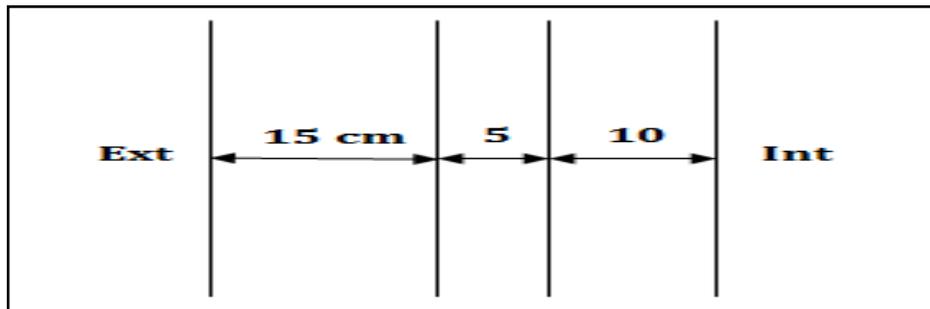


Figure I.3 : Coupe sur un mur en double parois

II.1. 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 et à la flexion. Afin d'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.

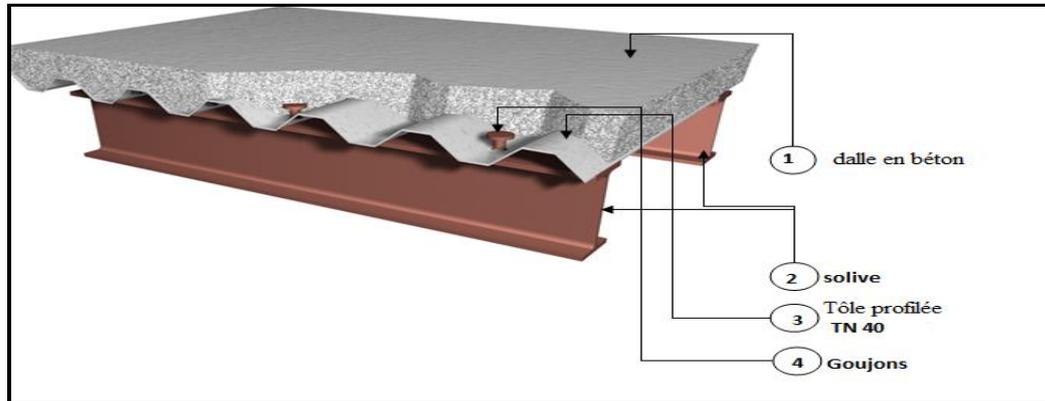


Figure II.1 : Schéma des composants de plancher mixte

Estimation des charges des planchers

Dans cette étape, nous allons définir les différentes charges agissantes sur les différents planchers, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique **DTRB.C2.2** (charges et surcharges)

a. Charge permanente

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

- **Plancher terrasse**

Composants	P.V (kN /m ³)	Epaisseur (m)	G (kN/m ²)
Dalle de forme	25	0.15	3.75
TN 40	--	0.012	0.13
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Etanchéité multicouche	6	0.05	0.3
Forme de pente	22	0.1	2.2
Gravier de protection	17	0.04	0.68
Faux plafond	--	--	0.2
Total			7.43

Tableau II.1 : Les charges permanentes de plancher terrasse.

- Plancher courant

Composants	P.V (kN /m ³)	Epaisseur (m)	G (kN/m ²)
Dalle de forme	25	0.15	3.75
TN 40	--	0.012	0.13
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	--	--	0.54
Cloison	--	--	1
Faux plafond	--	--	0.2
Total			6.44

Tableau II.2 : Les charges permanentes de plancher étage courant.

b. Surcharges d'exploitations

Les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage sont inscrites dans le règlement technique **DTRB.C2.2** (charges et surcharges).

- Plancher terrasse inaccessible1 kN/m².
- Plancher étage courant (usage bureaux)..... 2,5 kN/m².

II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux

II.2.1. Solives du plancher terrasse

Les solives sont généralement des profilés en **IPE, IPN**, dont leur espacement est compris entre **1,0 et 3m**, selon le type de plancher utilisé.

Les calculs que nous avons fait pour les solives de longueurs **L=5.4m** permettent de choisir un profilé. La vérification du divergement à la phase de construction, nous amène à augmenter ce profilé, solution non économique.

La solution

Pour cela, on ajoute un appui latéral provisoire au milieu de la longueur (poutres porteuses, poutres secondaires, solives), pendant les phases de construction, à fin de régler le problème de la flèche et du déversement.

Il est d'usage que le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive.

La solive la plus sollicitée a une portée de **5.40 m** et un espacement de **1.2m**.

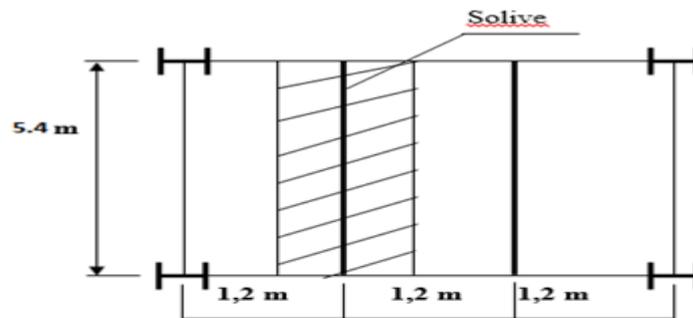


Figure II.2 : Schéma des solives

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

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

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

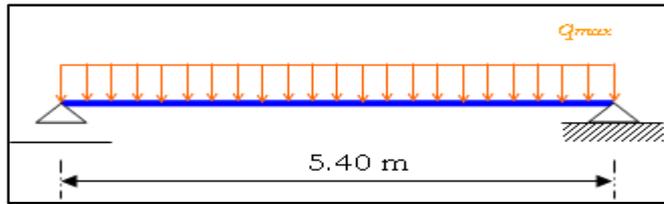


Figure II.3 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée

Avec :

- h La hauteur du profilé
- L La longueur de la solive

Donc : $\frac{2700}{25} \leq h \leq \frac{2700}{15} \Rightarrow 108 \leq h \leq 180$, on choisit un **IPE 160**

DESIGNATION	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
IPE 160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	869.3	68.31	123.9	6.58	1.84

Tableau II.3 : Caractéristiques du profilé IPE160.

● **Phase de construction**

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,158$ KN/ml.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75$ KN/m²
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,13$ KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75$ KN/m²

Formules	Applications numériques	Résultats
$q^{elu} = 1.35g_p + 1.2[1.35(G_b + g) + 1.5. Q]$	$q^{elu} = 1,35 \times 0,158 + 1,2[(1,35(3,75 + 0,13) + 1,5 \cdot 0,75)]$	$q^{elu} = 7,84$ kN/m
$q^{els} = g_p + 1,2(G_b + g + Q)$	$q^{els} = 0.158 + 1,2(3,75 + 0,13 + 0,75)$	$q^{els} = 5,70$ kN/m

Tableau II.4 : Les charges reprises par la solive

Classification de la section

Tableau 5.3.1 [6]

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

➤ **Semelle**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{82/2}{7.4} = 5.55 \text{ mm} < 10\varepsilon \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Section globale de classe 1.

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Vérifications

a. Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{p,rd}$ et $M_{sd}^{max} \leq M_{pl,rd}$

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{sd}^{max} = \frac{Q_U \cdot L}{2}$	$V_{sd}^{max} = \frac{7.83 \cdot 2.7}{2}$	$V_{sd}^{max} = 10.57 \text{ kN}$
$V_{p,rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{p,rd} = 965.6 \frac{235}{1,1\sqrt{3}} \cdot 10^{-3}$	$V_{p,rd} = 119,149 \text{ kN}$
$0,5V_{p,rd}$	$0,5 \cdot 130.99$	$0,5V_{p,rd} = 59.57 \text{ kN}$
$V_{sd} \leq 0,5V_{p,rd}$ il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant		
$M_u^{max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$	$M_u^{max} = \frac{7.83 \cdot 2.7^2}{8}$	$M_u^{max} = 7.14 \text{ kN.m}$
$M_{pl,rd} = \frac{W_{p,ly} f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{pl,rd} = \frac{123.9 \times 10^3 \times 235}{1,1} \cdot 10^{-6}$	$M_{PLRd} = 26.47 \text{ kN.m}$
$M_{sd}^{max} \leq M_{pl,rd}$ C'est vérifié		

Tableau II.5 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

b. Vérification de la condition de la flèche (EC3.Tab 4-1)

Il faut vérifier que $f_{max} \leq f_{adm}$

Formules	Applications numériques	Résultats
$f_{max} = \frac{5 \cdot q^{els} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_a}$	$f_{max} = \frac{5 \times 5.7 \times 2700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4}$	$f_{max} = 2.16 \text{ mm}$
$f_{adm} = \frac{L}{200}$	$f_{adm} = \frac{2700}{200}$	$f_{adm} = 13.5 \text{ mm}$
$f_{max} \leq f_{adm}$ C'est vérifié		

Tableau II.6 : Vérification de la rigidité de la solive

C. Vérification du déversement (CCM97.5.5.2)

On doit vérifier que :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b,rd}$

$C^1 = 1,132$; $\alpha_{LT} = 0,21$ (Profilées laminées) et $\beta_w = 1$: section de classe (1)

Formules	Applications numériques	Résultats
$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{C^1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$	$\lambda_{LT} = \frac{2700/18.4}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2700/18.4}{160/7.4} \right)^2 \right]^{0,25}}}$	$\lambda_{LT} = 102.31$
$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} \sqrt{\beta_w}$	$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{102.31}{93,9 \times 1} \sqrt{1}$	$\bar{\lambda}_{LT} = 1.09$
$\bar{\lambda}_{LT} = 1.09 > 0,4$ Il y'a risque de déversement		

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$	$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,09 - 0,2) + 1,09^2]$	$\phi_{LT} = 1.187$
$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$	$\chi_{LT} = \frac{1}{1,187 + \sqrt{1,187^2 - 1,09^2}}$	$\chi_{LT} = 0.603$
$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_W \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$	$M_{b,Rd} = 0.603 \frac{123,9 \times 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6}$	$M_{b,Rd} = 15.96 \text{ KN.m}$
$M_{sd} < M_{b,Rd} \dots \dots \dots$ Le déversement est vérifié		

Tableau II.7 : Vérification de déversement dans la solive

• **Phase finale**

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

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,158 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G_{terr} = 7,43 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

• **Combinaison des charges**

Formules	Applications numériques	Résultats
$q^{elu} = 1,35g_p + 1,2(1,35 \cdot G_1 + 1,5 \cdot Q)$	$q_u = 1,35 \times 0,158 + 1,2[(1,35 \times 7,43 + 1,5 \times 1)]$	$q_u = 14.04 \text{ KN/m}$
$q^{els} = g_p + 1,2(G_1 + Q)$	$q_{els} = 0,158 + 1,2(7,43 + 1)$	$q_s = 10.27 \text{ KN/m}$

Tableau II.8 : Les charges reprises par la solive (phase finale)

• **Largeur de la dalle collaborant (EC4.art.4.2.2)**

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

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{l}{4} = 1,35\text{m} & \text{avec } l : \text{Longueur libre d'une solive simplement appuie} \\ e = 1.2\text{m} & \text{e: Entraxe entre les solives} \end{cases}$$

Donc on prend $b_{eff} = 1.2\text{m}$

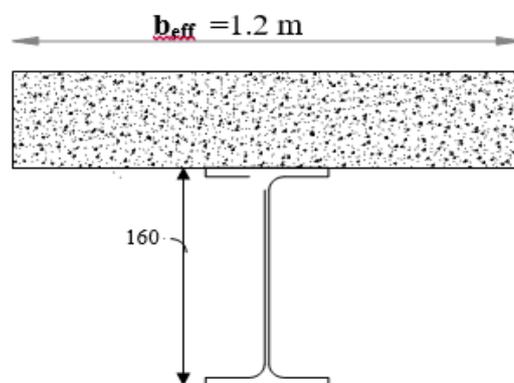


Figure II.4: Largeur de la dalle effective

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

- **Position de l'axe neutre plastique**

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Formules	Applications numériques	Résultats
$F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{1,1}$	$F_a = \frac{2009 \times 235}{1,1} 10^{-3}$	$F_a = 448.51 \text{ kN}$
$F_b = \frac{0,57 \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$	$F_b = \frac{0,57 \times 1200 \times 95 \times 25}{1,5} 10^{-3}$	$F_b = 1624.5 \text{ kN}$
$F_b > F_a$		

Tableau II.9 : Position de l'axe neutre

Remarque

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

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

Vérifications

a. Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant (CCM97.5 .4.5.1) et (CCM97.5 .4.6)

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$ et $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$

Formules	Applications numériques	Résultats
$M_{sd} = \frac{q^{elu} \cdot L^4}{8}$	$M_{sd} = \frac{14.04 \times 5.4^2}{8}$	$M_{sd} = 51.17 \text{ kN.m}$
$M_{pl,rd} = F_a \left[\frac{h_a}{2} + h_b + h_p - \left(\frac{F_a \cdot h_b}{F_b \cdot 2} \right) \right]$	$M_{pl,rd} = 448.51 \left[\frac{160}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{448.51 \cdot 95}{1624.5 \cdot 2} \right) \right]$	$M_{pl,rd} = 97.28 \text{ kN.m}$
$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \dots \text{C'est vérifié}$		
$V_{pl,rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$	$V_{pl,rd} = \frac{235 \times 965.6}{\sqrt{3} \times 1,1} 10^{-3}$	$V_{pl,rd} = 119.149 \text{ kN}$
$V_{sd} = \frac{q^{elu} \cdot L}{2}$	$V_{sd} = \frac{14.04 \times 5.4}{2}$	$V_{sd} = 37.91 \text{ kN}$
$0,5V_{pl,rd}$	$0,5 \times 119.149$	$0,5V_{pl,rd} = 59.57 \text{ kN}$
$V_{sd} < 0,5V_{pl,rd}$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.		

Tableau II.10 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

b. Vérification de la condition de la flèche (EC3.Tab 4-1)

Il faut vérifier que : $f_{\text{fin}}^{\text{max}} \leq f_{\text{adm}}$

Avec :

$q_{\text{ser}} = 17,02 \text{ kN/ml}$.

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$$L = 5.4\text{m}$$

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

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

Avec :

$$r = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2009}{1200 \times 95} = 0,018 \quad \text{Et} \quad n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 67.09.10^6 \text{ mm}^4$$

Formules	Applications numérique	Résultats
$f_i = \frac{5.q^{\text{els}}.L^4}{384.E.I_a}$	$f_i = \frac{5 \times 5.7 \times 2700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4}$	$f_i = 2.16 \text{ mm}$
$f_{\text{fin}} = \frac{5.q_{\text{fin}}^{\text{els}}.L^4}{384.E.I_c}$	$f_{\text{fin}} = \frac{5 \times 10.27 \times 5400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 67.09 \times 10^6}$	$f_{\text{fin}} = 8.07 \text{ mm}$
$f_{\text{fin}}^{\text{max}} = f_i + f_{\text{fin}}$	$f_{\text{fin}}^{\text{max}} = 2.16 + 8.07$	$f_{\text{fin}}^{\text{max}} = 10. \text{mm}$
$f_{\text{fin}}^{\text{max}} \leq f_{\text{adm}} \dots\dots \text{C'est vérifié}$		

Tableau II.11 : Vérification de la rigidité

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{5400}{200} = 27 \text{ mm}$$

C. Vérification du déversement (CCM97.5.5.2)

Dans cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

Conclusion

Le profilé IPE 160 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement ; donc on opte pour la solive de terrasse un IPE 160 et les sections des autres solives sont récapitulées dans le tableau suivant :

Type	Terrasse	Etage courant
L=5.4m	IPE160	IPE160
L=6m	---	IPE160

Tableau II.12 : Récapitulatif les sections des solives

Calcul des connecteurs

Type goujon hauteur : $h = 95 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

• **Détermination de P_{rd}** (EC 4 ,6.3.3)

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{F_{C28} E_C}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²
 E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm²
 f_u : résistance caractéristique des connecteurs.....400 N/mm²
 $\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{95}{19} + 1 \right) = 1,2 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 400 \times \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \times 1,25} = 72,58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 72,58 \text{ KN}$$

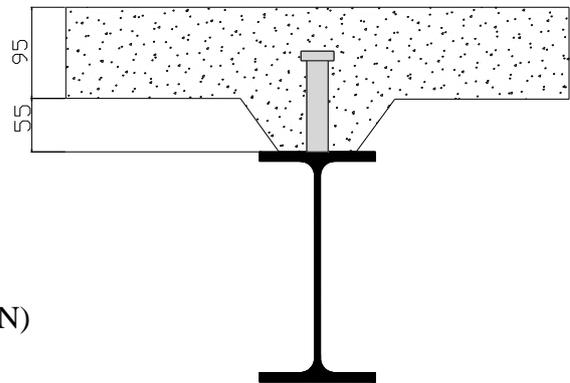


Figure II.5 : Schéma des positions des connecteurs

• **Détermination de R_L**

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (1624.5 \text{ KN} ; 448.51 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow R_L = 448.51 \text{ KN}$$

• **Nombre des connecteurs**

$$N^{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{448.51}{72.58} = 6.17$$

On prend **7 connecteurs** pour la demi-portée.

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

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

$$\text{esp} = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{540}{14 - 1} = 41.53 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{esp} = 42,00 \text{ cm}$$

Donc on prend **14 connecteurs** pour toute la portée de la solive.

II.2.2 les poutres porteuses

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

2.2.1 Plancher terrasse

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 336 \leq h \leq 560$$

On choisit **IPE400**

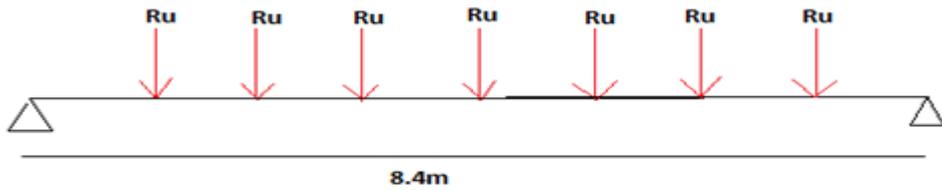


Figure II.6: Schéma statique de la poutre principale

DESIGNATION	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
IPE 400	66.3	84.5	400	180	13.5	8.6	2313	1318	1307	16.55	3.95

Tableau II.13: Les caractéristiques du profilé IPE400

• **Phase de construction**

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

- Poids propre du profilé.....g_p = 0,663KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G_b =3,75 KN/m²
- Poids du bac d'acier.....g =0,13 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier)...Q_c = 0,75 KN/m²

• **Calcul des réactions des solives**

E.L U

Solive de porte 5.4m

$$R_{u1} = \frac{q_{u(solive)} \times L}{2} = \frac{7.83 \times 5.4}{2} = 21.14 \text{KN}$$

Solive de porte 5.4m

$$R_{u1} = \frac{q_{u(solive)} \times L}{2} = \frac{7.83 \times 5.4}{2} = 21.14 \text{KN}$$

$$R_{u1} + R_{u2} = 42.28 \text{ Kn}$$

E.L.S

$$R_{ser1} = \frac{q_{ser(solive)} \times L}{2} = \frac{5.4 \times 5.7}{2} = 15.39 \text{KN}$$

$$R_{ser1} = \frac{q_{ser(solive)} \times L}{2} = \frac{5.4 \times 5.7}{2} = 15.39 \text{KN}$$

$$R_{ser1} + R_{ser2} = 30.78 \text{ kN}$$

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

• Combinaisons des charges

Formules	Applications numériques	Résultats
$q^{elu} = 1,35[G_p + b(G_b + g)] + b(1,5 \cdot Q)$	$q^{elu} = 1,35[0,633 + (3,75 + 0,13) \times 0,18] + (1,5 \times 0,18 \times 0,75)$	$q^{elu} = 2,05 \text{ kN/m}$
$q^{els} = G_p + b(G_b + g + Q)$	$q^{els} = 0,663 + 0,18 \times (3,75 + 0,13 + 0,75)$	$q^{els} = 1,5 \text{ kN/m}$

Tableau II.14 : Les charges reprises par la poutre

Vérifications

a. Vérifications de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{p,rd}$ et $M_{sd}^{max} \leq M_{pl,rd}$

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{sd}^{max} = \frac{Q_u \cdot L}{2} + \frac{3,5R_u^i}{2}$	$V_{sd}^{max} = \frac{2,05 \times 8,4}{2} + \frac{3,5 \times 42,28}{2}$	$V_{sd}^{max} = 82,6 \text{ kN}$
$V_{p,rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}}$	$V_{p,rd} = 4269,1 \frac{235}{1,1\sqrt{3}} \cdot 10^{-3}$	$V_{p,rd} = 526,56 \text{ kN}$
$0,5V_{p,rd}$	$0,5 \times 526,56$	$0,5V_{p,rd} = 263,28 \text{ kN}$
$V_{sd} \leq 0,5V_{p,rd}$ il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant		
$M_u^{max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} + \frac{R_u^i \cdot L}{2}$	$M_u^{max} = \frac{2,05 \times 8,4^2}{8} + \frac{42,28 \times 8,4}{2}$	$M_u^{max} = 195,66 \text{ kN.m}$
$M_{pl,rd} = \frac{W_{p,ly} f_y}{\gamma_{Mo}}$	$M_{pl,rd} = \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1,1} \cdot 10^{-6}$	$M_{pl,rd} = 279,22 \text{ kN.m}$
$M_{sd}^{max} \leq M_{pl,rd}$ C'est vérifié		

Tableau II.15 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

b. Vérification de la condition de la flèche

Il faut vérifier que $f_{max} \leq f_{adm}$

Formules	Applications numériques	Résultats
$f_1 = \frac{5 \cdot q^{els} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$	$f_1 = \frac{5 \times 1,5 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4}$	$f_1 = 2 \text{ mm}$
$f_{adm} = \frac{L}{250}$	$f_{adm} = \frac{8400}{200}$	$f_{adm} = 42 \text{ mm}$
$f_{max} \leq f_{adm}$ C'est vérifié		

Tableau II.16 : Vérification de la rigidité de la poutre

C. Vérification du déversement

Dans cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la poutre est maintenue latéralement par les solives, ce qui empêche le phénomène de se produire.

• Phase finale

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

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

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,663 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G_{terr} = 7,43 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

Calcul des réactions des solives

E.L U

Solive de porte 5.4m

$$R_{u1} = \frac{q_{u(\text{solive})} \times L}{2} = \frac{14.04 \times 5.4}{2} = 37.91 \text{KN}$$

Solive de porte 5.4m

$$R_{u1} = \frac{q_{u(\text{solive})} \times L}{2} = \frac{14.04 \times 5.4}{2} = 37.91 \text{KN}$$

$$R_{u1} + R_{u2} = 75.82 \text{KN}$$

E.L.S

$$R_{ser1} = \frac{q_{ser(\text{solive})} \times L}{2} = \frac{10.27 \times 5.4}{2} = 27.73 \text{KN}$$

$$R_{ser2} = \frac{q_{ser(\text{solive})} \times L}{2} = \frac{10.27 \times 5.4}{2} = 27.73 \text{KN}$$

$$R_{ser1} + R_{ser2} = 55.45 \text{kN}$$

- **Combinaison des charges**

Formules	Applications numériques	Résultats
$q^{elu} = 1,35 [g_p + (G_1) \cdot G_g] + 1,5 \cdot Q$	$q^{elu} = 1,35 [0,663 + (7.43 \times 0,18)] + (1,5 \times 1 \times 0,18)$	$q^{elu} = 2.97 \text{ kN/m}$
$q^{els} = g_p + (G_1 + Q) + G_g$	$q^{els} = 0,663 + (7.43 + 1) \cdot 0,18$	$q^{els} = 2.18 \text{ kN/m}$

Tableau II.17 : Les charges repris par la poutre

- **Largeur de la dalle collaborant**

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 :

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} \frac{l}{4} = 2.1 \text{m} & \text{avec } l: \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ e = 5.4 \text{m} & \text{e: Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

Donc on prend $b_{\text{eff}} = 2.1 \text{ m}$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Formules	Applications numériques	Résultats
$F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{1,1}$	$F_a = \frac{8446 \times 235}{1,1} 10^{-3}$	$F_a = 1885.57 \text{ kN}$

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$F_b = \frac{0,85 \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$	$F_b = \frac{0,85 \times 210 \times 95 \times 25}{1,5} 10^{-3}$	$F_b = 2842,88 \text{ kN}$
$F_a < F_b$		
Il faut vérifier que $F_a - F_b \leq \frac{2b_f \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a}$		
$F_b - F_a$	$2842,88 - 1885,57$	$957,31 \text{ kN}$
$\frac{2b_f \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a}$	$\frac{2 \times 180 \times 13,5 \times 235}{1,1}$	$1038,27 \text{ kN}$
$F_a - F_b < \frac{2b_f \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$		

Tableau II.18 : Position de l'axe neutre

• **Position de l'axe neutre plastique**

$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$

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

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

Vérifications

a. Vérifications de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Il faut vérifier que : $V_{\text{sd}} \leq 0,5V_{\text{p,rd}}$ et $M_{\text{sd}}^{\text{max}} \leq M_{\text{pl,rd}}$

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{\text{sd}}^{\text{max}} = \frac{Q_U \cdot L}{2} + \frac{3,5R_u^i}{2}$	$V_{\text{sd}}^{\text{max}} = \frac{2,79 \times 5,2}{2} + \frac{3,5 \times 75,82}{2}$	$V_{\text{sd}}^{\text{max}} = 139,94 \text{ kN}$
$V_{\text{p,rd}} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{\text{p,rd}} = 5987 \frac{235}{1,1\sqrt{3}} \cdot 10^{-3}$	$V_{\text{p,rd}} = 738,45 \text{ kN}$
$0,5V_{\text{p,rd}}$	$0,5 \times 738,45$	$0,5V_{\text{p,rd}} = 369,23 \text{ kN}$
$V_{\text{sd}} \leq 0,5V_{\text{p,rd}}$ il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant		
$M_u^{\text{max}} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} + \frac{R_u^i \cdot L}{2}$	$M_u^{\text{max}} = \frac{2,79 \times 8,4^2}{8} + \frac{75,82 \times 8,4}{2}$	$M_u^{\text{max}} = 343,06 \text{ kN.m}$
$M_{\text{pl,rd}} = 1885,57 \left[\frac{400}{2} + 55 + \frac{95}{2} \right] - \left[\frac{(1885,57) \cdot 95}{2842,88} \cdot \frac{95}{2} \right] = 600,54 \text{ kN.m}$		
$M_{\text{sd}}^{\text{max}} \leq M_{\text{pl,rd}} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$		

Tableau II.19 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

b. Vérification de la condition de la flèche

Il faut vérifier que $f_{\text{max}} \leq f_{\text{adm}}$

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Formules	Applications numériques	Résultats
$f_1 = \frac{5 \cdot q^{els} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c}$	$f_1 = \frac{5 \times 2.18 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 48.44 \times 10^7}$	$f_1 = 1.38 \text{mm}$
$f_2 = \frac{19 R_s^i \cdot L^3}{384 \cdot E \cdot I_c}$	$f_2 = \frac{19 \times 55.45 \times 10^3 \times 8400^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 48.44 \times 10^7}$	$f_2 = 15.98 \text{mm}$
$f_{\max} = f_1 + f_2 + f_c$	$f_{\max} = 1.33 + 15.98 + 2$	$f_{\max} = 19.36 \text{mm}$
$f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$	$f_{\text{adm}} = \frac{8400}{200}$	$f_{\text{adm}} = 42 \text{mm}$
$f_{\max} \leq f_{\text{adm}} \dots\dots\dots C'$ est vérifié		

Tableau II.20 : vérification de la rigidité de la poutre

C. Vérification du déversement

Dans cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la poutre est maintenue par le béton dur.

Conclusion

Le profilé **IPE 400** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la poutre principale de terrasse un **IPE 400**. et les sections des autres poutres sont récapitulées dans le tableau suivant :

Type	Terrasse	Étage courant
L=8.4m	IPE400	IPE400
L=6.4m	IPE400	IPE400
L=6m	IPE400	IPE400

Tableau II.21 : Récapitulatif les sections des poutres

Calcul des connecteurs

Type goujon hauteur : $h = 95 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

- Détermination de P_{rd}

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{ll} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{F_{C28} E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entour le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

E_c : module de Young de béton.....30,5KN/mm²

f_u : résistance caractéristique des connecteurs.....400 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{95}{19} + 1 \right) = 1,2 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \text{Inf} \begin{cases} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 400 \times \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \times 1,25} = 72,58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 72,58 \text{ KN}$$

- **Détermination de R_L**

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (2842,88 \text{ KN} ; 1885,57 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow R_L = 1885,57 \text{ KN}$$

- **Nombre des connecteurs**

$$N^{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1885,57}{72,58} = 25,98$$

On prend **26 connecteurs** pour la demi-portée.

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

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

$$\text{esp} = \frac{L}{N^{\text{bre}} - 1} = \frac{840}{52 - 1} = 16,47 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{esp} = 17,00 \text{ cm}$$

Donc on prend 52 connecteurs pour toute la portée de la poutre.

II.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux et rectilignes destinés à résister aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures, ... Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

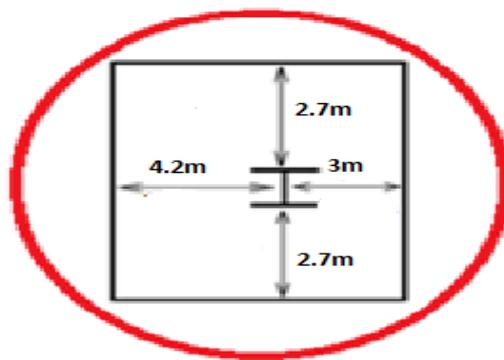


Figure II.7: Schéma du poteau central le plus sollicité

Descente de charges : on détermine l'effort normal pondéré aux E.L.S qui sollicite le poteau.

$$N_s = G + Q$$

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

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

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.

Poteau central

$$S = (4.2+3.2) \times (2.7+2.7) = 39.96 \text{ m}^2$$

Poteau de rive

$$S = 2.7 \times (4.2+3.2) = 19.98 \text{ m}^2.$$

Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse.....	7,43 x 19.98 = 148.45 KN
Poids du plancher courant.....	6,44 x 39.96 = 257.34 KN
Poids du plancher courant.....	6,44 x 19.98 = 128.67KN
Poids des poutres porteuses (IPE 400)	(0,663 x 4.2) + (3.2x0,663) = 4.906 KN
Poids des poutres non porteuses (IPE 160) ...	(0,158 x 2.7)+ (0,158 x 2.7) = 0,853KN
Poids des solives (IPE 160)	[(0,158 x 2.7)+ (0,158 x 2.7)]6 = 5.119 KN
G_t = 158.47KN	G_c =268.22KN G_c =138.69

Les charges d'exploitation

Plancher terrasse.....	1,0 x 19.98 = 19.98 KN
Plancher courant.....	2.5 x 39.96 = 99,9 KN
Plancher courant.....	2.5 x 19.98 = 49.95 KN
La neige	0,086x19.98 =1.72 KN (voir étude de la neige)
Q_t =21.7KN	Q_c = 99.9KN Q_c = 49.95KN

- **La descente des charges**

Niveau Etage	Surface (m ²)	G (KN)	Q (KN)	N=1,35G+1,5Q (KN)
9 ^{ème}	19.98	158.74	21.7	246.849
8 ^{ème}	19.98	297.37	71.65	508.92
7 ^{ème}	19.98	436.06	121.6	771.08
6 ^{ème}	19.98	575.02	171.55	1033.6
5 ^{ème}	19.98	852.67	221.5	1483.35
4 ^{ème}	19.98	991.36	271.45	1745.51
3 ^{ème}	19.98	1130.05	321.4	2007.67
2 ^{ème}	19.98	1268.74	371.35	2269.82
1 ^{er}	39.6	1536.96	471.25	2781.77
R.D.C	39.6	1805.18	571.15	3293.72
S.SOL	39.6	2073.4	671.05	3805.67

Tableau II.22: La descente des charges de poteau

- **Pré dimensionnement des poteaux**

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad A \geq \frac{N \gamma_{M0}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

$f_y = 235$ MPa.

$\gamma_{M0} = 1,1$.

Niveau	N (KN)	A(cm ²)	Profile	A choisit (cm ²)
9 ^{ème}	246.849	11.55	HEB140	43.0
8 ^{ème}	508.92	23.82	HEB160	54.3
7 ^{ème}	771.08	36.09	HEB180	65.3
6 ^{ème}	1033.6	48.38	HEB200	78.1
5 ^{ème}	1483.35	69.43	HEB220	91.0
4 ^{ème}	1745.51	81.7	HEB240	106.0
3 ^{ème}	2007.67	93.97	HEB260	118.4
2 ^{ème}	2269.82	106.24	HEB280	131.4
1 ^{er}	2781.77	130.21	HEB300	149.1
R.D.C	3218.72	154.17	HEB320	161.3
S.SOL	3805.67	178.14	HEB360	180.6

Tableau II.23 : Pré-dimensionnement du poteau

Vérification du flambement (CCM97, 5.5.1.1)

Il faut vérifier que : $N_{b,Rd} \leq \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ Classe 1,2 ou 3

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$ Classe 4

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{-0.5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

$$\varphi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = \left[\frac{235}{235} \right]^{0.5} = 1$$

Remarque

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Les poteaux sont bi-encastre dans les deux sens pour le RDC et les 9 niveaux.

• RDC

HEB320

$$l_f = l_0 = 2.04\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{2040}{138.2} = 14.76$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{2040}{75.7} = 26.94$$

$$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow \text{Axe de flambement z-z}$$

Choix de la courbe de flambement : (CCM97.Tab 5.5.3)

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,06 < 1.2$$

$$t_f = 29 < 100\text{mm}$$

Courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (CCM97.Tab 5.5.1)

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{26.94}{93.9} = 0,29$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,29 - 0,2) + 0,29^2 \right] = 0,564$$

$$\chi = \frac{1}{0,564 + (0,564^2 - 0,29^2)^{0,5}} = 0,954$$

$$N_{b,Rd} = 0,954 \times \frac{1 \times 235 \times 161,3 \times 10^2}{1,1} = 3288,96\text{KN}$$

$$N = 3218,72 < N_{b,Rd} = 3288,96\text{KN}$$

Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour le pré dimensionnement et la vérification des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau étage	Profilé	Haut H(m)	N (KN)	χ	N _{brd} (KN)	Condition
9 ^{ème}	HEB140	3.74	246.849	0.685	1102.88	Vérifiée
8 ^{ème}	HEB160	3.74	508.92	0.730	1425.4	Vérifiée
7 ^{ème}	HEB180	3.74	771.08	0.845	1705.4	Vérifiée
6 ^{ème}	HEB200	3.74	1033.6	0.854	2004.85	Vérifiée
5 ^{ème}	HEB220	3.74	1483.35	0.888	2156.0	Vérifiée
4 ^{ème}	HEB240	3.74	1745.51	0.898	2422.58	Vérifiée
3 ^{ème}	HEB260	3.74	2007.67	0.914	2874.54	Vérifiée
2 ^{ème}	HEB280	3.74	2269.82	0.930	3000.88	Vérifiée
1 ^{er}	HEB300	4.08	2781.77	0.960	3100.95	Vérifiée

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

R.D.C	HEB320	4.08	3218.72	0.954	3288.96	Vérifiée
S.SOL	HEB360	4.08	3805.67	0.978	3548.85	Vérifiée

Tableau II.24 : Les vérifications du flambement

Remarque

Pour les raisons d'assemblage, on va choisir les types de poteaux suivants :

Etage	Profilé
9^{ème}	HEB300
8^{ème}	HEB300
7^{ème}	HEB320
6^{ème}	HEB320
5^{ème}	HEB320
4^{ème}	HEB340
3^{ème}	HEB340
2^{ème}	HEB340
1^{er}	HEB360
R.D.C	HEB360
S.SOL	HEB360

Tableau II.25: Les profilés finaux des poteaux

Conclusion

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre pour le choix et le dimensionnement des éléments du bâtiment, cette dernière doit être économique et stable.

On a opté :

- Un IPE400 comme poutre principale (plancher terrasse et courant).
- Un IPE160 comme solive pour tous les planchers.
- Un HEB pour les poteaux qui se présente dans le (tableau II.25).

III.1. Etude des escaliers

III.1.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la marche s'appelle l'embranchement et la longueur de marche s'appelle giron (g), la hauteur de marche s'appelle contre marche.

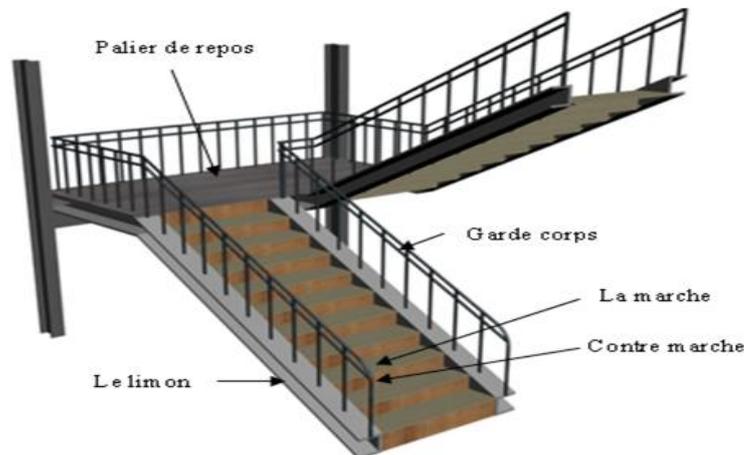


Figure III.1 : Vue de l'escalier.

III.1.2 pré dimensionnement des escaliers

Pour dimensionnement des escaliers en charpente métallique, on utilise la formule de **BLONDEL**.

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$$

h : Varie de 14 cm à 20 cm.

g : Varie de 22 cm à 30 cm.

Hauteur d'étage 3,74 m \longrightarrow On prend : h = 17 cm et g = 28 cm.

- Vérification de la condition de **BLONDEL**

$$59 \leq (28 + 2(17)) \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 62 \leq 66 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.2.1 Le nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12 \longrightarrow \text{(pour volée du RDC).}$$

Nombre de marches : m = n-1 = 12-1 = 11 marches.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11 \longrightarrow \text{(pour volée des étages).}$$

Nombre de marches : m = n-1 = 11-1 = 10 marches.

✓ **La longueur de la ligne de foulée**

$L = g(n-1) = 280 \text{ cm.}$ —————> Pour des étages.

$L = g(n-1) = 308 \text{ cm.}$ —————> Pour RDC.

✓ **Angle d'inclinaison de la volée**

$\alpha = \text{arctg}(187/280) = 33,737^\circ$ —————> (pour volée des étages).

$\alpha = \text{arctg}(204/308) = 33,516^\circ$ —————> (pour volée du RDC).

✓ **La longueur de la volée**

$L_V = 1,87/\sin(\alpha) = 3,367 \text{ m}$ —————> (pour 2 volée des étages).

$L_V = 2,04/\sin(\alpha) = 3,695 \text{ m}$ —————> (pour 1 volée du RDC).

III.1.2.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs

Volée

Type	Charges permanentes (KN/m ²)
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 1 = 0,4$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 1 = 0,4$
Tôle striée	0,45
Garde-corps	0,15
Total	1,4

Tableau III.1 : Charge permanente d'une volée.

Palier

Type	Charges permanentes(KN/m ²)
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 1 = 0,4$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 1 = 0,4$
Poids de la dalle ép (8cm)	$0,08 \times 25 = 2$
TN40	0,13
Total	2,93

Tableau III.2 : Charge permanente d'un palier.

Volée : $G=1,40 \text{ kN/m}^2$

Palier : $G=2,93 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

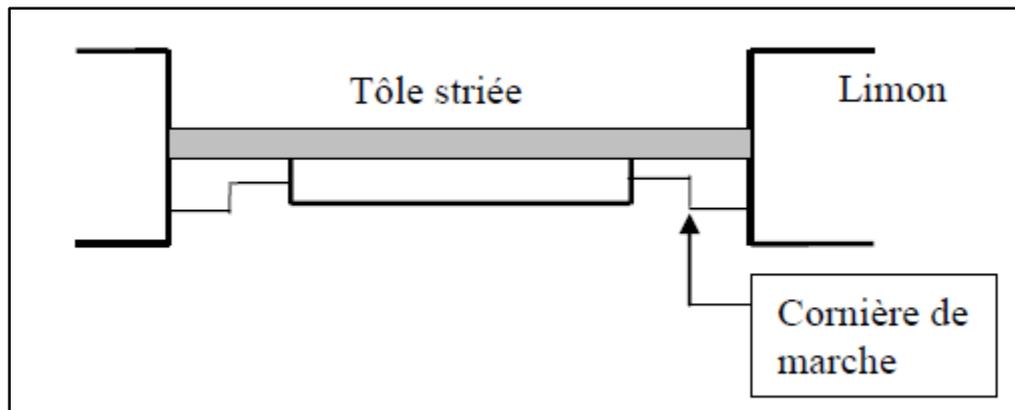


Figure III.2 : Schéma d'une marche.

A- Pré dimensionnement des supports de marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

$$q = (G+Q) \times g = (1,40+2,50) \times 0,28 = 1,092 \text{ kN/ml}$$

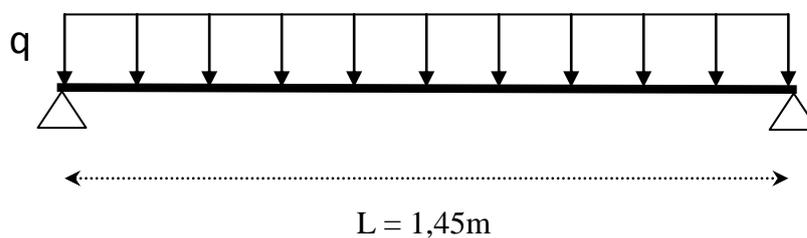


Figure III .3 Les charges sur la cornière.

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante : (Tab 4-1, EC3)

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 1,092 \times 145^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 5,16 \text{ cm}^4$$

On prend **L45x30x5** avec : $I_y = 5,77 \text{ cm}^4$

✓ Vérification de la résistance

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pLRd}$

Poids propre du profilé choisit : $P_p = 0,0313 \text{ KN/m}$.

$$q_u = 1,35(G + P_p) + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 [(1,4 \times 0,28) + 0,0313] + 1,5 (2,5 \times 0,28) = 1,621 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_l^2}{8} = \frac{1,621 \times 1,45^2}{8} = 0,425 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2,33 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 0,497 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 0,425 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 0,497 \text{ kN.m} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

B- Calcul du limon

$$\text{Volée : } G = 1,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Palier : } G = 2,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

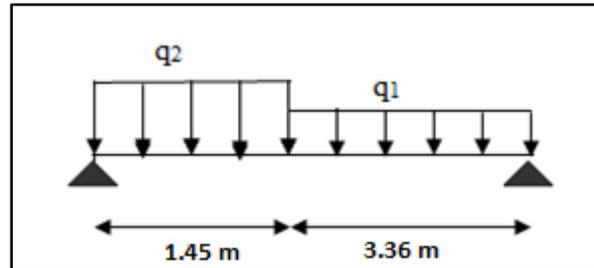


Figure III.4 : Charges appliqués sur limon.

$$q_1 = \frac{3,36}{2}(1,4+2,5) = 6,552 \text{ kN/ml} \quad ; \quad q_2 = \frac{1,45}{2}(2,93+2,5) = 3,937 \text{ kN/ml}$$

✓ Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

Avec

$$L = 2,8 \text{ m} \text{ et } q = 3,937 \text{ kN/ml}$$

Donc

$$I \geq 133,967 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UPN 100** \longrightarrow $I_y = 206 \text{ cm}^4$.

✓ Vérification de la résistance (ELU)

$$q_1 = \frac{3,36}{2}(1,35 \times 1,4 + 1,5 \times 2,5) = 9,475 \text{ kN/ml.}$$

$$q_2 = \frac{1,45}{2}(1,35 \times 2,93 + 1,5 \times 2,5) = 5,586 \text{ kN/ml.}$$

La charge équivalente

$$q_{eq} = (q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2) / (L_1 + L_2) = (9,475 \times 3,36 + 5,586 \times 1,45) / (3,36 + 1,45) = 8,303 \text{ kN/ml}$$

Avec

$$L1 = 3,36 \text{ m} ; L2 = 1,45 \text{ m}$$

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pl,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{8,303 \times 2,8^2}{8} = 8,137 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{49 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 10,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 8,137 \text{ kN.m} < M_{pl,Rd} = 10,47 \text{ kN.m} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

III.1.2.3 Pré dimensionnement de la poutre palière

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus plus le palier.

$$G_{cloison} = 1,456 \times \frac{3,74}{2} = 2,722 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{volée} = 1,4 \times \frac{3,36}{2} = 2,352 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{palier} = 2,93 \times \frac{1,45}{2} = 2,124 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{Total} = G_{cloison} + G_{volée} + G_{palier}$$

$$G_{Total} = 7,198 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 2,50 \times \frac{(1,45 + 3,36)}{2} = 6,013 \text{ kN/ml.}$$

$$q = (GT + Q)$$

$$q = 7,198 + 6,013 = 13,21 \text{ kN/ml.}$$

✓ Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

Avec

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

Donc

$$I \geq 552,97 \text{ cm}^4$$

On choisit un IPE 160 $I_y = 869,3 \text{ cm}^4$

✓ Vérification de la résistance

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pLRd}$

Poids propre du profilé choisit : $P_p = 0,158 \text{ kN/m}$.

$$q_u = 1,35 \times (7,198 + 0,158) + 1,5 \times 6,013 = 18,95 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q l^2}{8} = \frac{18,95 \times 3^2}{8} = 21,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{pLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{123,9 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 26,47 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 18,95 \text{ kN.m} \leq M_{pLRd} = 26,47 \text{ kN.m}$ La condition est vérifiée.

IV .1 Etude de vent

IV.1.1 Introduction

Le vent est une action climatique due au mouvement de l’air résultant de la différence des dépressions entre les zones de l’atmosphère.

Cette partie de l’étude sera consacrée à l’évaluation des sollicitations d’ensembles engendrées par l’action du vent :

- le calcul conduit est conforme au règlement algérien RNV version 2013 (DTR C2 -47) ;
- le bâtiment sera assimilé à une console, encastree dans le sol, soumise à une pression le long de sa hauteur. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure.

IV.1.2 Présentation générale de l’ouvrage

L’étude consiste à réaliser un bâtiment en site d’implantation **Bab ezzouar** wilaya d’Alger au bord de la mer (site plat –altitude par rapport au niveau de la mer 20 m).

Les dimensions sont données ci-dessous :

Longueur total : $b = 24.8$ m.

Largeur : $d = 22.28$ m.

Hauteur tête poteau : $h = 40.73$ m.

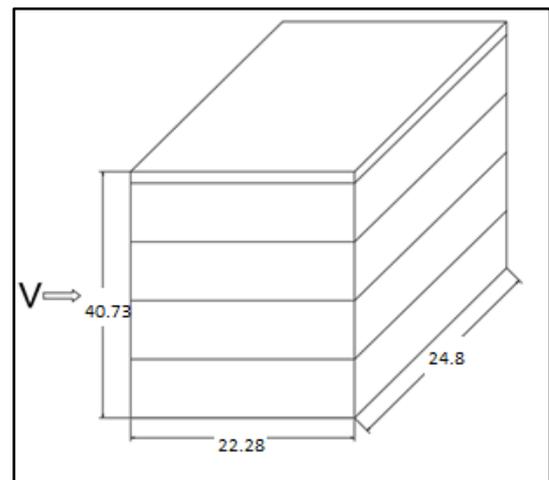
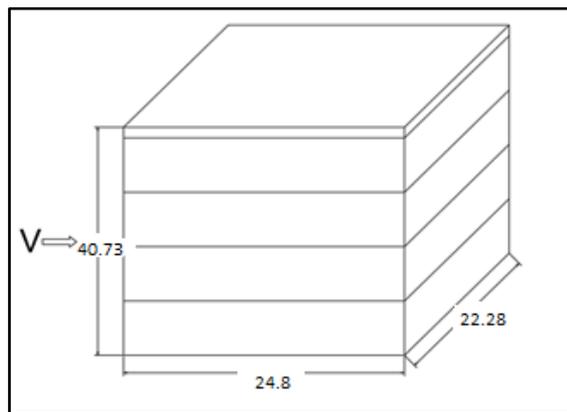


Figure IV.1: Effet de vent sur les deux façades

Type et surface d’ouverture

	Façade 1		Façade 2		Façade 3		Façade 4	
Porte	2	3.81*3.58	3	1.74*3	0	0	0	0
Fenêtre	14	1.8*1.8	28	1.8*1.8	14	0.9*1.8	14	0.9*1.8

Tableau IV.1 : Les ouvertures de chaque façade

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent.

La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade latérale

La direction V2 du vent : perpendiculaire à la façade principale

IV.1.3 Les données relatives au site

Wilaya d'Alger Zone de vent I (Tableau A.2. RNV2013)

qréf : Valeur de la pression dynamique de référence. qréf = 375 N/ m² (Tableau 2.2. RNV2013)

Vitesse de vent 25m/s (Tableau A.1. RNV2013)

Catégories de terrain 0 (au bord de la mer) (Tableau 2.4. RNV2013).

(Kt = 0.156 ; Z₀ = 0.003 m ; Z_{min} = 1 m) (Tableau 2.4. RNV2013).

Site plat : Ct(z) = 1.

➤ **La direction V1 du vent**

Hauteur de référence Ze :

Pour les murs au vent du bâtiment à parois verticales, Ze est déterminée comme indique la **figure**

IV.2 2.1. RNV2013

H=40.73m b=24.8m on a $b < h \leq 2b \rightarrow$

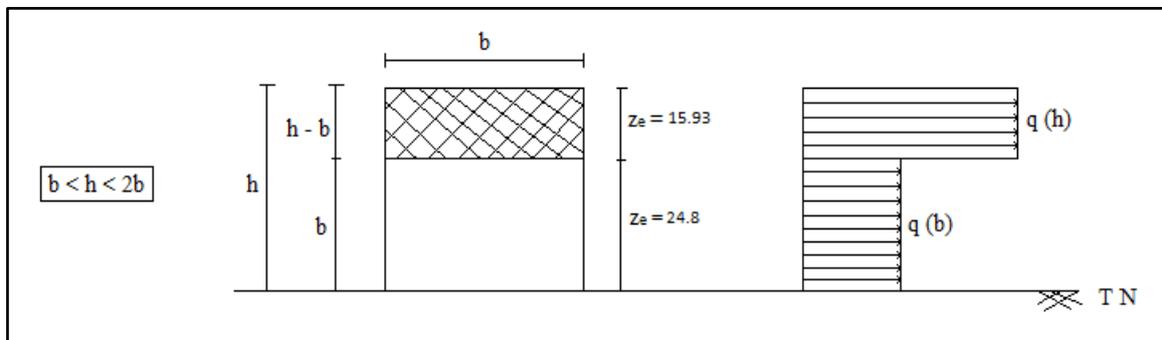


Figure IV.2 : Hauteur de référence z_e

a. Coefficient de topographie Ct (z)

Le coefficient de topographie Ct (z) prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci est confronté à des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées.

Ct (z) =1 (Le Site est considéré comme plat).

b. Intensité de la turbulence

Elle est donnée par la formule suivante (§2.4.6. RNV Version2013) :

$$I_v (Z) = 1/(Ct(Z) * \ln(Z/Z_0)) \text{ pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v (Z) = 1/(Ct(Z) * \ln(Z_{\min}/Z_0)) \text{ pour } Z < Z_{\min}$$

$$Z=40.73 \text{ m} > Z_{\min}= 1\text{m} \rightarrow \begin{cases} I_v(24.8) = 0.111 \\ I_v(40.73) = 0.105 \end{cases}$$

c. Coefficient de rugosité Cr (z)

Le coefficient de rugosité Cr (z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent (§2.4.4. RNV Version2013).

Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$C_r(z) = K_t \times \ln (Z/Z_0) \quad \text{pour } Z_{\min} < Z < 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_t \times \ln (Z_{\min}/Z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{\min}$$

$$Z_{\min}=1\text{m} < Z=40.73\text{m} < 200 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} C_r (24.8) = 1.407 \\ C_r (40.73) = 1.485 \end{cases}$$

d. Coefficient d'exposition au vent (Ce)

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

$$\begin{cases} C_e (24.8) = C_t^2 * C_r(24.8)^2 * [1 + 7 I_v(24.8)] = 3.518 \\ C_e (40.73) = C_t^2 * C_r(40.73)^2 * [1 + 7 I_v(40.73)] = 3.940 \end{cases}$$

(§2.1. RNV Version2013).

e. La pression dynamique de pointe qp

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{§2.1. RNV Version2013}).$$

$$\begin{cases} q_p (24.8) = 375 \times 3.518 = 1319.25 \text{ [N/m}^2\text{]} \\ q_p (40.73) = 375 \times 3.940 = 1477.5 \text{ [N/m}^2\text{]} \end{cases}$$

❖ **Récapitulatif**

Tronçon	z_e (m)	$C_r (z_e)$	$C_t (z_e)$	$I_v (z_e)$	$C_e (z_e)$	$q_{dyn} (z_e)$
[0 m – 24.8 m]	24.8	1.407	1	0.111	3.518	1319.25
[0 m – 40.73 m]	40.73	1.485	1	0.105	3.940	1477.5

Tableau IV.2 : Récapitulatif

f. Coefficient dynamique Cd

Bâtiment à ossature comportant des murs dont la hauteur est à la fois à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment, mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

Alors : $C_d = 1 \leq 1.2$ (§ 3.2 page 62)

La structure sera donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

g. Calcul des coefficients de pressions extérieures Cpe

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes (§ 5.1.1.2 RNV version 2013) :

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

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

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

$$b = 24.8 \text{ m. ; } d = 22.8 \text{ m. ; } h = 40.73 \text{ m.}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (24.8 \text{ m ; } 81.46 \text{ m}) e = 24.8 \text{ m}$$

$d < e$ alors la paroi est divisée en A', B', D, E qui sont données par la figure suivante :

Coefficient de pression extérieure Cpe

Ils dépendent des dimensions de la surface chargée

	A'	B'	D	E
Surface (m ²)	202.02	726.62	1010.10	1010.10
Cpe	-1	-0.8	+0.8	- 0.3

Tableau IV.3 : Coefficient de pression extérieure Cpe

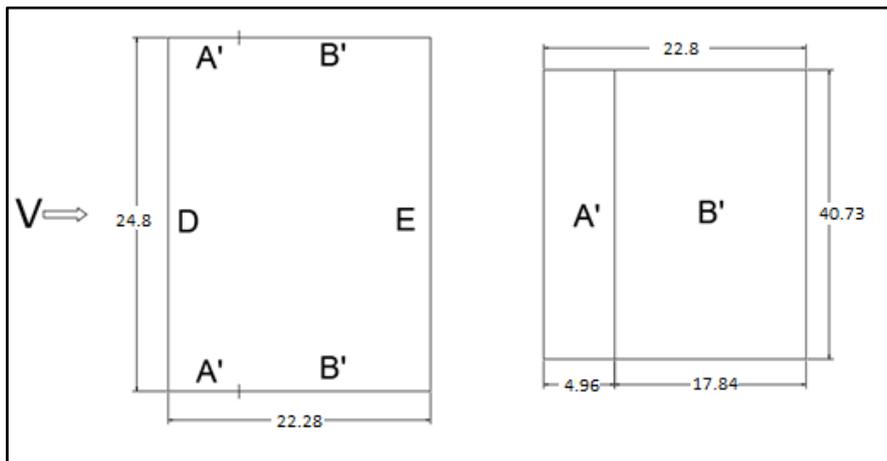


Figure IV.3 : Légende

La toiture

	F	G	H	I
Surface (m ²)	15.376	30.752	246.016	245.024
Cpe	-1.4	-0.9	-0.7	+ -0.2

Tableau IV.4 : Valeurs de Cpe

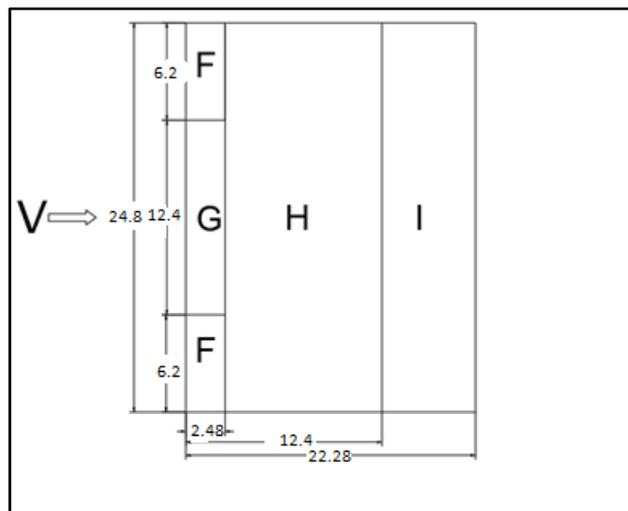


Figure IV.4 : Légende pour la toiture plate

h. Calcule des coefficients de pression intérieure Cpi

Vérification de toiture isolée

$$S \text{ air façade 1} = 14 \times (1.8 \times 1.8) + 2(3.81 \times 3.58) = 72.64 \text{ m}^2$$

$$S \text{ air façade 2 (postérieure)} = 28 \times (1.8 \times 1.8) + 3(1.74 \times 3) = 106.38 \text{ m}^2$$

$$S \text{ air façade 3 (latérale droite)} = S \text{ air façade 4 (latérale gauche)} = 14(0.9 \times 1.8) = 22.68 \text{ m}^2$$

$$S \text{ façade 1} = S \text{ façade 2} = (9.26 \times 35.94) + (30.22 \times 24.3) = 1067.1504 \text{ m}^2$$

$$S \text{ façade 3} = S \text{ façade 4} = (30.82 \times 22.6) + (34.19 \times 9.26) = 1013.13 \text{ m}^2$$

$$72.64/107.1504 = 0.06 < 0.3 \text{ et } 106.38/1067.1504 = 0.09 < 0.3 \text{ et } 22.68/1013.13 = 0.028 < 0.3 \text{ c v}$$

Vérification de toiture face dominante

$$S \text{ air façade 1} = 72.64 \text{ m}^2 > 2(106.38) = 212.76 \text{ m}^2 \quad \text{c n v}$$

$$S \text{ air façade 2} = 106.38 \text{ m}^2 > 2(72.64) = 145.28 \text{ m}^2 \quad \text{c n v}$$

On détermine d'abord l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } c_{pe \leq 0}}{\sum \text{des surface de toutes les ouvertures}} \rightarrow \mu_p = 106.64/224.41 = 0.40$$

$$h/d = 40.73/22.28 = 1.83$$

$$C_{pi} = 0.2$$

i. Calcul des pressions du vent W 1

i.1. Parois verticales V 1

$$q_j(z_j) = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi}) \quad (\text{N/m}^2)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

Zone	z (m)	q _{dyn} (m)	C _{pe}	C _{pi}	W (N/m ²)
A	24.8	1319.25	- 1.0	0.2	- 1583.1
	40.73	1477.5	- 1.0	0.2	- 1772.4
B	24.8	1319.25	- 0.8	0.2	- 1319.25
	40.73	1477.5	- 0.8	0.2	- 1477.5
C	24.8	1319.25	+ 0.5	0.2	395.775
	40.73	1477.5	+ 0.5	0.2	443.25
D	24.8	1319.25	+ 0.8	0.2	791.55
	40.73	1477.5	+ 0.8	0.2	886.5
E	24.8	1319.25	- 0.3	0.2	- 659.625
	40.73	1477.5	- 0.3	0.2	- 738.75

Tableau IV.5 : Valeurs de la pression due au vent (sens V1)

Toiture

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

Zone	z (m)	q _{dyn} (m)	C _{pe}		C _{pi}	W (N/m ²)	
F	24.8	1319.25	- 1.4		0.2	- 2110.8	
	40.73	1477.5	- 1.4		0.2	- 2364	
G	24.8	1319.25	- 0.9		0.2	- 1451.175	
	40.73	1477.5	- 0.9		0.2	- 1625.25	
H	24.8	1319.25	- 0.7		0.2	- 1187.325	
	40.73	1477.5	- 0.7		0.2	- 1329.75	
I	24.8	1319.25	0.2	-0.2	-0.4	791.55	263.85
	40.73	1477.5	0.2	-0.2	-0.4	886.5	295.5

Tableau IV.6 : Valeurs de la pression due au vent (sens V1) toiture plate

➤ **La direction V2 du vent**

Hauteur de référence Z_e

Pour les murs au vent du bâtiment à parois verticales, Z_e est déterminée comme indique la figure

2.1. RNV2013

$h=40.73m$ $b=22.28m$ on a $b < h < 2b$ on a dans le cas $Z_{e1}=b \rightarrow Z_e=22.28m$

et $Z_{e2} = h \rightarrow Z_e= 40.73m$

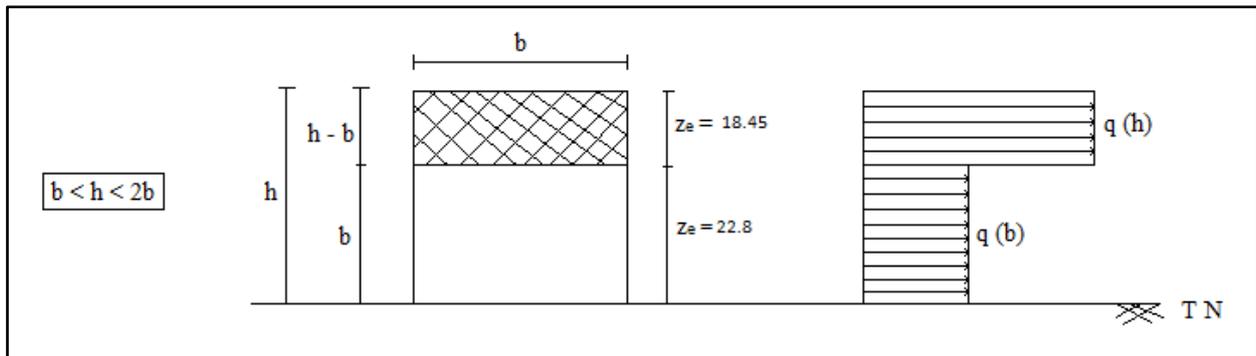


Figure IV.5 : Hauteur de référence z_e

a. Coefficient de topographie $C_t(z)$

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci est confronté à des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées.

$C_t(z) = 1$ (Le Site est considéré comme plat).

b. Intensité de la turbulence

Elle est donnée par la formule suivante (§2.4.6. RNV Version2013) :

$$I_v(Z) = 1/(C_t(Z) * \ln(Z/Z_0)) \text{ pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(Z) = 1/(C_t(Z) * \ln(Z_{\min}/Z_0)) \text{ pour } Z < Z_{\min}$$

$$Z=40.73 \text{ m} > Z_{\min}= 1\text{m} \rightarrow \begin{cases} I_v(40.73) = 0.105 \\ I_v(22.28) = 0.112 \end{cases}$$

c. Coefficient de rugosité Cr (z)

Le coefficient de rugosité Cr (z) traduit l’influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent (§2.4.4. RNV Version2013).

Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) .

$$Cr(z) = K_t \times \ln (Z/Z_0) \text{ pour } Z_{\min} < Z < 200 \text{ m}$$

$$Cr(z) = K_t \times \ln (Z_{\min}/Z_0) \text{ pour } Z < Z_{\min}$$

$$Z_{\min}=1\text{m} < Z=40.73\text{m} < 200 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} Cr (40.73) = 1.485 \\ Cr (22.28) = 1.390 \end{cases}$$

d. Coefficient d’exposition au vent (Ce)

Le coefficient d’exposition au vent Ce(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. Ce(z) est donné par :

$$\begin{cases} Ce (40.73) = C_t^2 * Cr(40.73)^2 * [1 + 7 I_v(40.73)] = 3.940 \\ Ce (22.8) = C_t^2 * Cr(22.8)^2 * [1 + 7 I_v(22.8)] = 3.447 \end{cases}$$

(§2.1. RNV Version2013).

e. La pression dynamique de pointe qp

La pression dynamique de pointe qp(ze) à la hauteur de référence ze est donnée par :

$$qp(ze) = q_{\text{réf}} \times Ce(ze) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{§2.1. RNV Version2013}).$$

$$\begin{cases} qp (40.73) = 375 \times 3.940 = 1477.5 \text{ [N/m}^2\text{]} \\ qp (22.8) = 375 \times 3.447 = 1292.63 \text{ [N/m}^2\text{]} \end{cases}$$

❖ **Récapitulatif**

Tronçon	ze (m)	Cr (ze)	Ct (ze)	Iv (ze)	Ce (ze)	qdyn (ze)
[0 m – 22.8 m]	22.8	1.390	1	0.112	3.447	1292.63
[0 m – 40.73 m]	40.73	1.485	1	0.105	3.940	1477.5

Tableau IV.7: Récapitulatif

f. Coefficient dynamique Cd

Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

Alors : $Cd = 1 \leq 1.2$ (§ 3.2 page 62)

La structure sera donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

g. Calcul des coefficients de pressions extérieures Cpe

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes (§ 5.1.1.2 RNV version 2013) :

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

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

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

$$b = 22.28 \text{ m. ; } d = 24.8 \text{ m. ; } h = 40.73 \text{ m.}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(22.28\text{m} ; 81.46 \text{ m}) e = 22.28 \text{ m}$$

d > **e** alors la paroi est divisée en A, B,C, D, E qui sont données par la figure suivante :

Coefficient de pression extérieur Cpe

Ils dépendent des dimensions de la surface chargée

	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	181.49	725.97	102.64	907.46	907.46
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau IV.8 : Coefficient de pression extérieur Cpe

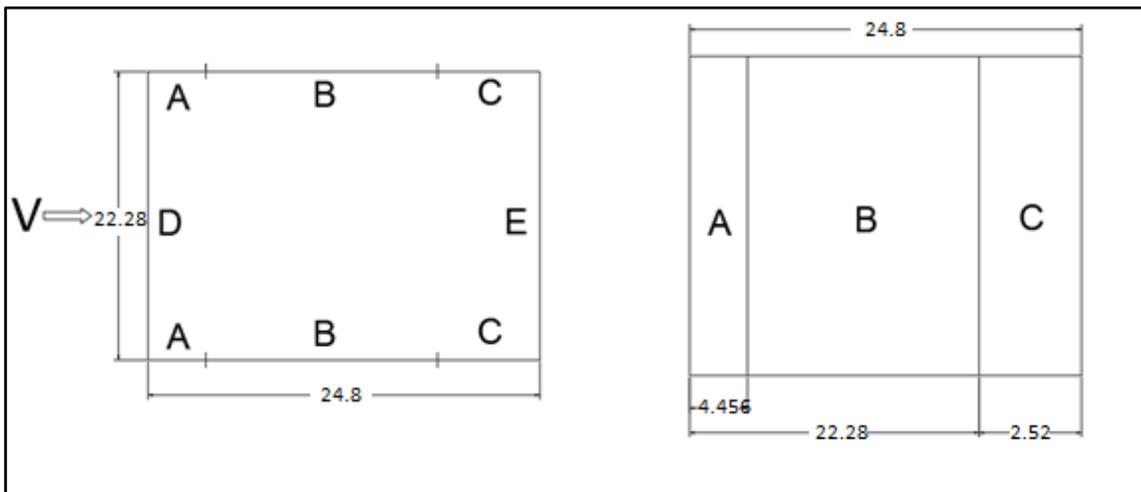


Figure IV.6 : Légende

La toiture

	F	G	H	I
Surface (m ²)	12.410	24.24.189	198.559	304.345
Cpe	-1.4	-1.2	-0.7	+0.2

Tableau IV.9: Coefficient de pression extérieure Cpe pour les parois des toitures plates

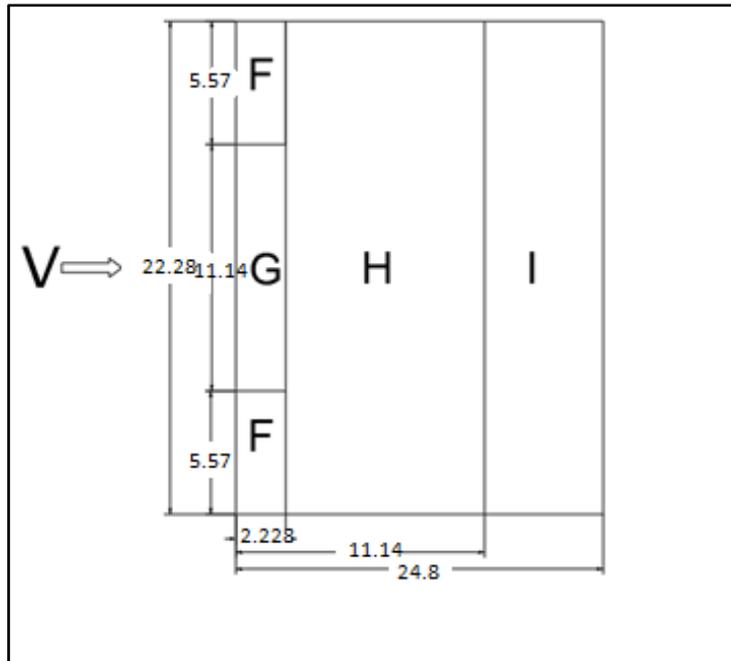


Figure IV.7 : Légende pour la toiture plate

h. Calcule des coefficients de pression intérieure C_{pi}

Vérification de toiture isolée

$$S \text{ air façade 1} = 14 \times (1.8 \times 1.8) + 2(3.81 \times 3.58) = 72.64 \text{ m}^2$$

$$S \text{ air façade 2 (postérieure)} = 28 \times (1.8 \times 1.8) + 3(1.74 \times 3) = 106.38 \text{ m}^2$$

$$S \text{ air façade 3 (latérale droite)} = S \text{ air façade 4 (latérale gauche)} = 14(0.9 \times 1.8) = 22.68 \text{ m}^2$$

$$S \text{ façade 1} = S \text{ façade 2} = (9.26 \times 35.94) + (30.22 \times 24.3) = 1067.1504 \text{ m}^2$$

$$S \text{ façade 3} = S \text{ façade 4} = (30.82 \times 22.6) + (34.19 \times 9.26) = 1013.13 \text{ m}^2$$

$$72.64 / 107.1504 = 0.06 < 0.3 \text{ et } 106.38 / 1067.1504 = 0.09 < 0.3 \text{ et } 22.68 / 1013.13 = 0.028 < 0.3 \text{ c v}$$

Vérification de toiture face dominante

$$S \text{ air façade 1} = 72.64 \text{ m}^2 > 2(106.38) = 212.76 \text{ m}^2 \quad \text{c n v}$$

$$S \text{ air façade 2} = 106.38 \text{ m}^2 > 2(72.64) = 145.28 \text{ m}^2 \quad \text{c n v}$$

On détermine d'abord l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surface de toutes les ouvertures}} \rightarrow \mu_p = 1$$

$$h/d = 40.73 / 24.8 = 1.64, \quad h/d > 1$$

$$C_{pi} = -0.5$$

i. Calcul des pressions du vent W 1

i.1. Parois verticales V 1

$$q_j(z_j) = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi}) \quad (\text{N/m}^2)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

Zone	z (m)	q _{dyn} (m)	C _{pe}	C _{pi}	W (N/m ²)
A	22.28	1292.63	- 1.0	- 0.5	- 646.32
	40.73	1477.5	- 1.0	- 0.5	- 738.75
B	22.28	1292.63	- 0.8	- 0.5	- 387.79
	40.73	1477.5	- 0.8	- 0.5	- 443.25
C	22.28	1292.63	- 0.5	- 0.5	0
	40.73	1477.5	- 0.5	- 0.5	0
D	22.28	1292.63	+0.8	- 0.5	1680.42
	40.73	1477.5	+0.8	- 0.5	1920.75
E	22.28	1292.63	- 0.3	- 0.5	258.53
	40.73	1477.5	- 0.3	- 0.5	295.5

Tableau IV.10: Valeurs de la pression due au vent (sens V2)

Toiture

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

Zone	z (m)	q _{dyn} (m)	C _{pe}		C _{pi}	W (N/m ²)	
F	24.8	1319.25	- 1.4		- 0.5	- 1187.325	
	40.73	1477.5	- 1.4		- 0.5	- 1329.75	
G	24.8	1319.25	- 1.2		- 0.5	- 923.475	
	40.73	1477.5	- 1.2		- 0.5	- 1034.25	
H	24.8	1319.25	- 0.7		- 0.5	- 263.85	
	40.73	1477.5	- 0.7		- 0.5	- 295.5	
I	24.8	1319.25	0.2	-0.2	- 0.5	923.475	395.775
	40.73	1477.5	0.2	-0.2	- 0.5	1034.25	443.25

Tableau IV.11: Valeurs de la pression due au vent (sens V2) toiture plate

IV.2 Effet de neige

Calcul de la charge de neige sur la toiture ou autre surface.

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

S_k (en KN/m²) est la charge de neige sur sol , donnée au paragraphe 4 , fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf . Carte de neige annexe 1)

Zone A : $S_k = (0,07.H + 15) / 100$

Zone B : $S_k = (0,04.H + 10) / 100$

Zone C : $S_k = (0,0325.H) / 100$

Zone D : pas de charge de neige. Dans cette région, une charge représentant l'ensablement des terrasses, telle que définie au paragraphe 7 sera prise en compte

Bab ezzouar en bord de mer, altitude par rapport au niveau de la mer 20 m. Zone B

$S_k = (0.04.H + 10) / 100 = 0.108 \text{ KN/m}^2$

μ est un coefficient d'ajustement des charges fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donne au paragraphe 6.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale en (°)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 \leq \alpha \leq 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ	0.8	$0.8 * ((60-\alpha)/30)$	0.0

Tableau IV.12: Coefficient μ dépende angle du versant

$\mu = 0.8$ dans notre cas car $\alpha = 0$.

La charge de neige

$S = 0.8 * 0.108 = 0.086 \text{ KN/m}^2$

Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

V.1 structure en charpente métallique

a. Étude sismique

L'analyse dynamique, en zone sismique, nécessite toujours de créer initialement un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle, introduit dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

b. Modélisation de rigidité

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire, type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations) :

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

A tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme, ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.

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

c. Modélisation de la masse

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. Elle est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$, imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$, pour un bâtiment à usage administratif.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs a été répartie aux niveaux des poutres, qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

d. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir, aux mieux, le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.1.2 La méthode modale spectrale

a. Principe

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%, si non, tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- Le minimum de modes à retenir est de trois (3), dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites, à

Cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k la période du mode K

b. Analyse spectrale

Utilisation des spectres de réponse

Le spectre de réponse des structures est un outil pour estimer la réponse d'un bâtiment au séisme. En général, il s'agit de réponse en accélération, mais il existe des spectres en déplacements et en vitesse.

Le spectre de réponse est une « courbe » sur laquelle on lit les valeurs maximales de l'amplification du mouvement de sol.

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

c. Résultante des forces sismiques de calcul

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

En effet, la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la

méthode statique équivalente « V », pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

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

V.1.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

Groupe d'usage : **2**
 Zone sismique : **III** } \longrightarrow **A = 0.25**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003.**

Catégorie $S_3 \implies$ site meuble $\left\{ \begin{array}{l} T1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$

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

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



Figure V.1 : spectre de réponse ($\zeta=5\%$)

a. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

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

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé
Des palées triangulées et des murs en maçonnerie)

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

$$h_N = 40.73 \text{ m}$$

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

$$\begin{cases} D_x = 35.2 \text{ m} \\ D_y = 33.6 \text{ m} \end{cases}$$

$$T_x = C_t \times h_N^{3/4} = 0.05(40.73)^{3/4} = 0,80 \text{ s dans les deux directions.}$$

$$\text{Suivant la direction (x - x)} \quad T_x = 0,09 \frac{40.73}{\sqrt{35.2}} = 0,62 \text{ s}$$

$$\text{Suivant la direction (y - y)} \quad T_y = 0,09 \frac{40.73}{\sqrt{33.6}} = 0,63 \text{ s}$$

$$\text{Sens (x-x)} : T_x = \min(0,80 ; 0,62) = 0,62 \text{ sec} ; 1,3 T_x = 0,81 \text{ sec}$$

$$\text{Sens (y-y)} : T_y = \min(0,80 ; 0,63) = 0,63 \text{ sec} ; 1,3 T_y = 0,82 \text{ sec}$$

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

R : Coefficient de comportement

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

On a choisi un $R = 3$ (Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé).

Q : facteur de qualité

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".

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Critère q	Observée	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10
$Q_x = Q_y = 1.2$		

Tableau V.1 : Facteur de qualité

1. a. Caractéristiques dynamique propres du modèle

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T = 0.55 \text{ sec}$.

La participation massique $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20 \text{ sec}$

$$K \geq 3\sqrt{9} = 9 \text{ et } T_K = 0,20 \text{ sec}$$

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	0.55	60.326	0.024	60.32	0.0024
2	0.47	60.326	60.25	0.044	60.25
3	0.36	60.33	60.25	0.0078	0.31
4	0.24	60.33	60.26	0.28	0.031
5	0.24	60.61	60.26	0.00015	0.016
6	0.23	60.61	60.26	0.00075	0.0030
7	0.22	60.61	60.76	1.21	0.086
8	0.21	61.82	60.76	0.0039	0.50
9	0.20	61.82	60.77	0.0043	0.051
10	0.1	61.82	60.77	0.023	0.035

Tableau V.2 : Participation massique

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x (mode fondamentale)
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion autour de z
 - $T_x = 0,81$
 - $T_y = 0,82$
- Calcul de D :
- $$\begin{cases} D_x = 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} = 1.81 \\ D_y = 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} = 1.80 \end{cases}$$

Calcul de la force sismique totale

$$W = 49391.883 \text{ KN} \quad \begin{cases} V^x = \frac{0,25 * 1.81 * 1,2}{3} * 49391.883 = 8939.93 \text{ kN} \\ V^y = \frac{0,25 * 1.80 * 1,2}{3} * 49391.883 = 8890.539 \text{ kN} \end{cases}$$

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

	V_{sap} (KN)	V_{RPA} (KN)	$0.8V_{RPA}$ (KN)	condition
Sens x	8637.68	9007.51	7206.01	Vérifiée
Sens y	8518.27	8957.74	7166.19	Vérifiée

Tableau V.3 : Comparaison de la force sismique

Déplacement inter étages

Niveaux	$h_{étage}$ (m)	Sens longitudinale (x) Combinaison Ex		Sens transversale (y) Combinaison Ey		Condition $\delta_k < h_{étage} / 100$
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	
terrasse	3.74	0.58	1.74	0.50	1.5	Vérifiée
8 ^{ème} étage	3.74	0.61	1.83	0.54	1.62	Vérifiée
7 ^{ème} étage	3.74	0.69	2.07	0.59	1.77	Vérifiée
6 ^{ème} étage	3.74	0.70	2.1	0.67	2.01	Vérifiée
5 ^{ème} étage	3.74	0.70	2.1	0.69	2.07	Vérifiée
4 ^{ème} étage	3.74	0.68	2.04	0.65	1.95	Vérifiée
3 ^{ème} étage	3.74	0.66	1.98	0.61	1.83	Vérifiée
2 ^{ème} étage	3.74	0.62	1.86	0.56	1.68	Vérifiée
1 ^{ère} étage	4.08	0.54	1.62	0.52	1.56	Vérifiée

Tableau V.4: Déplacement inter-étage

Pour que la condition de déplacement inter étage soit vérifier, on a augmenté les profilés.

Poutres porteuse	IPE400
Poteaux	HEB 400
Solives	IPE 160
Poutres secondaires	IPE 300

Tableau V. 5: Choix finale du profilé

L'effet P-Δ

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_{KhK}} \leq 0,10 \text{ " article 5.9 RPA99 version 2003" Avec :}$$

P_K : Poids de la structure et des charges d'exploitations associées au $P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

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'

Etage	Hi [m]	Pk [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	Θx	Θy	Observation x	Observation y
terrasse	3.74	4215.569	1740.567	1589.706	1.74	1.5	0.0058	0.0061	Vérifier	Vérifier
8 ^{eme} étage	3.74	8765.213	3165.254	3120.675	1.83	1.62	0.0069	0.0064	Vérifier	Vérifier
7 ^{eme} étage	3.74	12654.396	4496.312	4413.623	2.07	1.77	0.0076	0.0069	Vérifier	Vérifier
6 ^{eme} étage	3.74	16495.036	5648.032	5518.326	2.1	2.01	0.0079	0.0076	Vérifier	Vérifier
5 ^{eme} étage	3.74	20148.795	6447.367	6512.069	2.1	2.07	0.0085	0.0079	Vérifier	Vérifier
4 ^{eme} étage	3.74	24845.632	7182.046	7352.125	2.04	1.95	0.0092	0.0080	Vérifier	Vérifier
3 ^{eme} étage	3.74	28136.454	7727.554	78546.748	1.98	1.83	0.0098	0.0077	Vérifier	Vérifier
2 ^{eme} étage	3.74	32156.024	8098.13	8105.693	1.86	1.68	0.0091	0.0069	Vérifier	Vérifier
1 ^{ere} étage	4.08	41967.321	8582.934	8613.274	1.62	1.56	0.0084	0.0065	Vérifier	Vérifier
RDC	4.08	49125.769	8777.614	8896.349	1.60	1.51	0.0079	0.0051	Vérifier	Vérifier

Tableau V.6: L'effet P-Δ

Conclusion

Au vu des résultats obtenus pour ce model :

- Vérification des modes de translations,
- Vérification de la participation massique,
- Vérification des déplacements inter étage,
- Vérification de l'effet P-Δ.

V.2 Structure mixte

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \implies \eta = 0.94$$

$\zeta=6\%$ (Portique en acier dense) \implies (Tableau 4.2 des RPA99/version 2003).



Figure V.2 : spectre de réponse ($\zeta=6\%$)

- $T_x = 0,81$
 - $T_y = 0,82$
- Calcul de D : $\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} = 1.70 \\ D_y = 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} = 1.69 \end{array} \right.$

Calcul de la force sismique totale

$W = 48783.68 \text{ KN}$

$$V^x = \frac{0,25 * 1,7 * 1,2}{3} * 48783.68 = 8293.23 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 * 1,69 * 1,2}{3} * 48783.68 = 8244.44 \text{ KN}$$

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	0.52	62.2	0.00137	62.21	0.0024
2	0.43	62.2	60.79	0.0130	60.79
3	0.35	62.2	60.79	0.0026	0.15
4	0.23	62.2	60.79	0.014	0.033
5	0.22	62.2	60.79	0.0023	0.037
6	0.21	62.2	60.79	0.0080	0.011
7	0.20	62.2	60.79	0.044	0.010
8	0.20	62.2	60.79	0.0032	0.68
9	0.19	62.2	60.79	0.0022	0.025
10	0.16	62.2	60.79	0.017	0.067

Tableau V.7: Participation massique

La force sismique totale

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

	V_{sap} (KN)	V_{RPA} (KN)	$0.8V_{RPA}$ (KN)	condition
Sens x	9186.71	8293.23	6634.584	Vérifiée
Sens y	9111.38	8244.44	6595.555	Vérifiée

Tableau V.8 : Comparaison de la force sismique

Déplacement inter étages

		Sens longitudinale (x) Combinaison Ex		Sens transversale (y) Combinaison Ey		Condition
Niveaux	$h_{étage}$ (m)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	$\delta_k < h_{étage}/100$
terrasse	3.74	2.85	8.55	2.99	8.97	Vérifiée
8 ^{eme} étage	3.74	3.07	9.21	3.12	9.36	Vérifiée
7 ^{eme} étage	3.74	3.28	9.84	3.32	9.96	Vérifiée
6 ^{eme} étage	3.74	3.43	10.29	3.46	10.38	Vérifiée
5 ^{eme} étage	3.74	3.49	10.47	3.62	10.86	Vérifiée
4 ^{eme} étage	3.74	3.43	10.29	3.38	10.14	Vérifiée
3 ^{eme} étage	3.74	3.26	9.78	3.26	9.78	Vérifiée
2 ^{eme} étage	3.74	2.91	8.73	2.63	7.89	Vérifiée
1 ^{ere} étage	4.08	2.47	7.41	2.35	7.05	Vérifiée

Tableau V.9: Déplacement inter-étage

On a utilisé des poteaux HEB 280

L'effet P-Δ

Etage	H_i [m]	Pk [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]	Δx [mm]	Δy [mm]	Θ_x	Θ_y	Observation x	Observation y
terrasse	3.74	3885.09	1642.04	1627.45	8.55	8.97	0.0054	0.0057	Vérifier	Vérifier
8 ^{eme} étage	3.74	7649.77	3197.25	3224.31	9.21	9.36	0.0058	0.0059	Vérifier	Vérifier
7 ^{eme} étage	3.74	11694.00	4520.47	4546.96	9.84	9.96	0.0068	0.0068	Vérifier	Vérifier
6 ^{eme} étage	3.74	15411.92	5760.74	5735.18	10.29	10.38	0.0074	0.0075	Vérifier	Vérifier
5 ^{eme} étage	3.74	19159.69	6684.25	6668.25	10.47	10.86	0.0080	0.0083	Vérifier	Vérifier

4 ^{eme} étage	3.74	23064.22	7462.63	7485.11	10.29	10.14	0.0085	0.0084	Vérifier	Vérifier
3 ^{eme} étage	3.74	26871.29	8043.12	8041.19	9.78	9.78	0.0087	0.0087	Vérifier	Vérifier
2 ^{eme} étage	3.74	30686.78	8432.28	8421.80	8.73	7.89	0.0085	0.0076	Vérifier	Vérifier
1 ^{ere} étage	4.08	39608.54	8973.53	8972.52	7.41	7.05	0.0080	0.0076	Vérifier	Vérifier

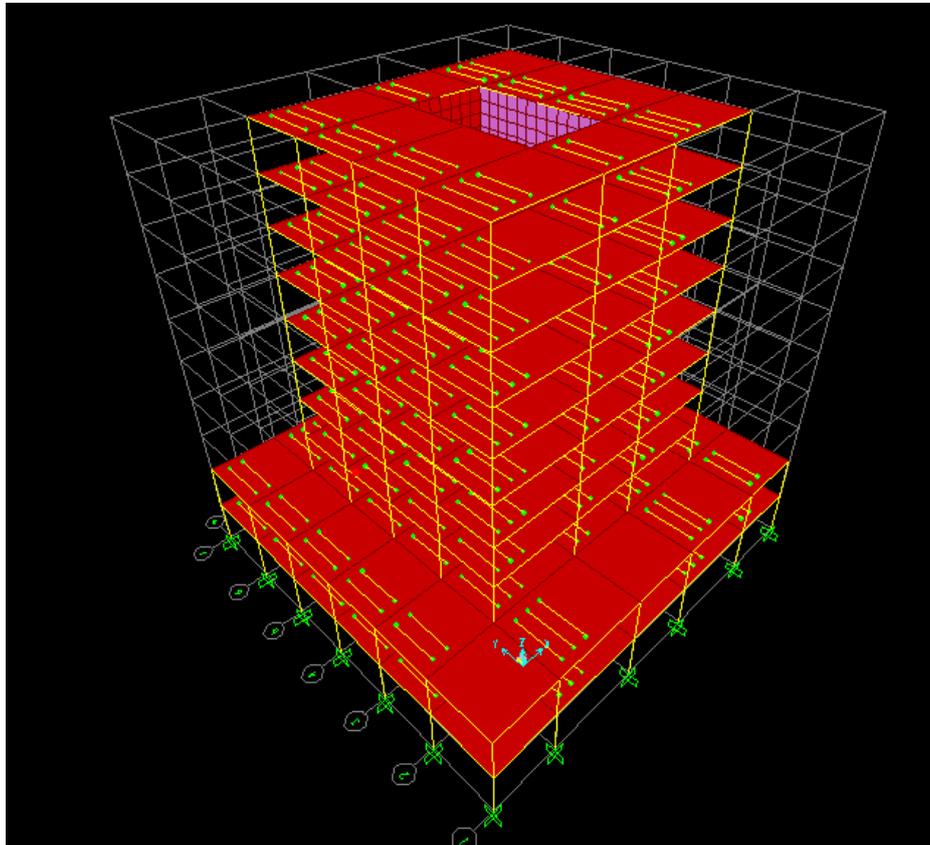
Tableau V.10: L'effet $P - \Delta$ 

Figure V.3 : Modélisation de la structure

VI.1 Introduction

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [EC], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique et des charges verticales. Ces combinaisons sont faites sur la base des règlements en vigueur.

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

VI.2 vérification des poutres

VI.2.1 Poutres porteuses

Les poutres porteuses sont en IPE400 en S235, les efforts internes tels que l'effort tranchant et le moment sollicitant les poutres sont obtenus à l'aide de logiciel de calcul SAP2000

$$V_{sd}^{max} = 262.287 \text{ kN} ; \quad M_{sd}^{max} = 227.8431 \text{ kN.m}$$

a. Position de l'axe neutre plastique

$$f_{c28} = 25\text{MPa (béton de classe 25/30); S235}$$

Formules	Applications numériques	Résultats
$F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{1,1}$	$F_a = \frac{8450 \times 235}{1,1} 10^{-3}$	$F_a = 1885.57\text{kN}$
$F_b = \frac{0,85 \cdot b_{eff} \cdot h_b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$	$F_b = \frac{0,85 \times 210 \times 95 \times 25}{1,5} 10^{-3}$	$F_b = 2842.88\text{kN}$
$F_b > F_a$		

Tableau VI.1: Position de l'axe neutre

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est : $M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} \right] + R_b \left[\frac{h_c}{2} + h_p \right]$

b. Vérifications de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{p,rd}$ et $M_{sd}^{max} \leq M_{pl,rd}$

Formules	Applications numériques	Résultats
$V_{p,rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$	$V_{p,rd} = 4269,1 \frac{235}{1,1\sqrt{3}} \cdot 10^{-3}$	$V_{p,rd} = 526,56\text{kN}$
$0,5V_{p,rd}$	$0,5 \times 526.56$	$0,5V_{p,rd} = 263,28\text{kN}$
$V_{sd} \leq 0,5V_{p,rd}$ c'est vérifier		

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} \right] + R_b \left[\frac{h_c}{2} + h_p \right]$$

$$M_{pl,Rd} = 1885,57 \left[\frac{400}{2} \right] + 2842,88 \left[\frac{95}{2} + 55 \right] = 668,51 \text{ kN}$$

$$M_{sd}^{max} < M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

Tableau VI.2 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

VI.2.2 Poutres non porteuses

$$V_{sd}^{max} = 55.34 \text{ kN} \quad ; \quad M_{sd}^{max} = 87.81 \text{ kN.m}$$

a. Position de l'axe neutre plastique

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa (béton de classe 25/30); S235}$$

Formules	Applications numériques	Résultats
$F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{1,1}$	$F_a = \frac{5380 \times 235}{1,1} 10^{-3}$	$F_a = 1149,36 \text{ kN}$
$F_b = \frac{0,85 \cdot b_{eff} \cdot h_b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$	$F_b = \frac{0,85 \times 1500 \times 95 \times 25}{1,5} 10^{-3}$	$F_b = 2018,75 \text{ kN}$
$F_b > F_a$		

Tableau VI.3: Position de l'axe neutre

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la

section mixte est : $M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} \right] + R_b \left[\frac{h_c}{2} + h_p \right]$

b. Vérifications de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{p,Rd}$ et $M_{sd}^{max} \leq M_{pl,Rd}$

Formules	Application numérique	Résultats
$V_{p,Rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$	$V_{p,Rd} = \frac{235 \times 2566,97}{\sqrt{3} \times 1,1} 10^{-3}$	$V_{p,Rd} = 316.61 \text{ kN}$
$0,5V_{p,Rd}$	$0,5 \times 316,61$	$0,5V_{p,Rd} = 158,3 \text{ kN}$

$V_{sd} < 0,5V_{p,Rd}$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} \right] + R_b \left[\frac{h_c}{2} + h_p \right]$$

$$M_{pl,Rd} = 1149.36 \left[\frac{300}{2} \right] + 2018.75 \left[\frac{95}{2} + 55 \right] = 379.32 \text{ kN}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \dots\dots \text{c'est vérifié}$$

Tableau VI.4 : Vérification de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Type	Poutres principales	Poutres non porteuses
profilé	IPE400	IPE300

Tableau : VI.5 Récapitulatif des poutres adoptées

VI.3. Poteaux

A- Vérification du poteau le plus sollicité

Désignation	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	H cm	b cm	t _f cm	t _w cm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-z} cm ³	W _{el-z} cm ³	W _{pl-y} cm ³	i _z cm
HEB 400	155	197.8	40	30	2.4	1.35	57680	10820	1104	721.3	3232	7.40

Tableau VI.6 : Caractéristiques du profilé HEB 400

Les efforts internes depuis le logiciel Sap 2000 de poteaux de RDC

Combinaison	N _{SD} ^{MAX} kN	M _{SD, Y} ^{COR}	M _{SD, Z} ^{COR}
1.35G+1.5Q	3060	0.71	35.184

Tableau VI.7 : Sollicitation de poteau de RDC plus sollicité

VI.3.1 Vérification a la résistance

Classe de la section $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

Vérification de la semelle : $\frac{C/2}{t_f} < 10 * \varepsilon \rightarrow \frac{150}{24} = 10,77 \leq 10$ semelle de classe 1

Vérification de la semelle : $\frac{d}{t_w} < 72 * \varepsilon \rightarrow \frac{298}{13.5} = 24,5 \leq 72$ semelle de classe 1

VI.3.2 Vérification du déversement

On doit vérifier que

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

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT,0.2}) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

$C_1 = 1,132$; $K = 0,7$; $\beta_w = 1$; Longueur de pot $L = 4,08$ m

Application numérique :

$$\lambda_{LT} = 46,48$$

$$\varepsilon = 1 \quad ; \quad \varphi_{LT} = 0,691$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad ; \quad \chi_{LT} = 0,848$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow \text{Il y'a un risque de déversement}$$

VI.3.3 Vérification de flambement composée (avec risque de déversement)

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

✓ poteau HEB RDC

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_{LT} \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{mais} \quad \mu_{LT} \leq 0,90$$

$\beta_{M,LT}$: Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M,LT} = 2,05$$

$$\mu_{LT} = -0,027 \leq 0,90$$

$$K_{LT} = 1,02 > 1 \text{ donc on prend } K_{LT} = 1$$

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

$$K_{Cz} = \frac{I_z}{H} = \frac{108020 \times 10^4}{4080} = 265,19 \text{ cm}^3$$

$$K_{B(IPE400)} = \frac{I_z}{L} = \frac{1318 \times 10^4}{5400} = 2,44 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{265,19 \times 2}{(265,19 \times 2) + (2,44 \times 2)} = 0,99$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fz} = 0,638 \times 4,08 = 260,54 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{260,54 / 7,4}{93,9} = 0,375 > 0,2 \quad \Rightarrow \quad \text{il y'a risque de flambement}$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.375 - 0.2) + 0.375^2] = 0.613$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.613 + \sqrt{0.613^2 - 0.375^2}} = 0.91 \leq 1$$

$$\mu_z = 0.375 (2 \times 2.05 - 4) + 0.53 = 0.567 \leq 0.90$$

$$K_z = 1 - \frac{0.567 \times 2514.76 \times 10^3}{0.91 \times 19780 \times 235} = 0.66 \leq 1.5$$

$$0.91 \times \frac{3060 \times 10^3}{1.1 \times 19780 \times 235} + \frac{1 \times (0.71 \times 10^6)}{0.865 \times 3232000 \times 235} + \frac{0.66 \times (35.184 \times 10^6)}{1104000 \times 235} = 0.895 \leq 1$$

Les efforts internes depuis le logiciel Sap 2000 de poteaux du 1^{er} étage

Combinaison	N _{SD} ^{MAX} kN	M _{SD, Y} ^{COR}	M _{SD, Z} ^{COR}
1.35G+1.5Q	2514.76	19.505	104.72

Tableau VI.8 : Sollicitation de poteau du 1^{er} étage plus sollicité

✓ poteau HEB 400(1^{er} étage)

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0.90$$

$\beta_{M,LT}$: Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M,LT} = 1.394$$

$$\mu_{LT} = -0.054 \leq 0.90$$

$$K_{LT} = 1.03 > 1 \text{ donc on prend } K_{LT} = 1$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{Avec } K_z \leq 1.5$$

$$K_{Cz} = \frac{I_z}{H} = \frac{108020 \times 10^4}{4080} = 265.19 \text{ cm}^3$$

$$K_{B(IPE400)} = \frac{I_z}{L} = \frac{1318 \times 10^4}{5400} = 2.44 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{265.19 \times 2}{(265.19 \times 2) + (2.44 \times 2)} = 0.99$$

$$L_{fz} = 0.778 \times 4.08 = 317.42 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{317.42 / 7.4}{93.9} = 0.456 > 0.2 \quad \Rightarrow \quad \text{il y'a risque de flambement}$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.456 - 0.2) + 0.456^2] = 0.667$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.667 + \sqrt{0.667^2 - 0.456^2}} = 0,867 \leq 1$$

$$\mu_z = 0.456 (2 * 1.394 - 4) + 0.53 = -0.02 \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{-0.02 \times 2514.76 * 10^3}{0,867 \times 19780 \times 235} = 1 \leq 1,5$$

$$\frac{2514.76 \times 10^3}{0.867 * \frac{19780 \times 235}{1.1}} + \frac{1 * (19.505 \times 10^6)}{\frac{0.848 * 3232000 \times 235}{1.1}} + \frac{1 * (104.72 \times 10^6)}{\frac{1104000 \times 235}{1.1}} = 0,78 \leq 1$$

Cas 1	Effort max	N _{sd} (kN)	Moments correspondants	M _{z,sd} (kN.m)	M _{y,sd} (kN.m)
		3060		0.71	35.184
Cas2	Moment max Suivant y-y	M _{y,sd} (kN.m)	Moment et effort correspondant	M _{z,sd} (kN.m)	N _{sd} (kN)
		6.995		87.882	2843.468
Cas3	Moment max Suivant z-z	M _{z,sd} (kN.m)	Moment et effort correspondant	M _{y,sd} (kN.m)	N _{sd} (kN)
		5.496		129.89	1562.53

Tableau VI.9 : Les efforts repris par le poteau du RDC

N° barre	η ₁	η ₂	l _r	χ _z	χ _{LT}	K _{LT}	K _z	Résultats	condition
Cas 1	0.99	0	2.605	0.91	0.848	1.00	0.66	0.<1	Vérifiée
Cas 2	0.99	0	2.388	0.928	0.865	1.00	0.468	0.91<1	Vérifiée
Cas 3	0.99	0	2.388	0.928	0.865	1.00	0.84	0.87<1	Vérifiée

Tableaux VI.10: Vérification de poteau de RDC

VI.4 Eléments mixte

VI.4 .1 Vérification des poteaux

VI.4 .1.1 Voilement local des parois de la section en acier [4]

Avant toute vérification de la stabilité, il faut s'assurer du non voilement des parois des profilés en acier. Ce risque ne se présente pas pour un poteau totalement enrobé.

On propose un poteau mixte partiellement enrobé avec un profile **HEB 280** et de section **(450*450)** et armateur **6φ14**.

Les efforts et les moments sont obtenus à l'aide du logiciel du calcul **sap2000** Les

VI.4 .1.2 Vérification de la résistance du poteau contre la compression et la flexion combinées

Les caractéristiques du profilé

Désignation		Les dimensions						
G Kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A mm ² *10 ²		
241	280	280	10,5	18	24	131,4		
Valeur statique								
Axe fort y-y					Axe faible z-z			
Iy mm ⁴ *10 ⁴	Wel.y mm ³ *10 ³	Wpl.y mm ³ *10 ³	iy mm *10	Avz mm ² *10 ²	Iz mm ⁴ *10 ⁴	Wel.z mm ³ *10 ³	Wpl.z mm ³ *10 ³	iz mm *10
19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471	717,6	7,09

Tableau VI.11: Les caractéristiques du profilé HEB280

Efforts et moments sollicitant le poteau

Cas 1	Effort max	N_{sd}(kN)	Moments correspondants	M_{z,sd}(kN.m)	M_{y,sd}(kN.m)
		3496.56		117.71	46.75
Cas2	Moment max Suivant y-y	M_{y,sd}(kN.m)	Moment effort correspondant	M_{z,sd}(kN.m)	N_{sd}(kN)
		61.38		55.59	2768.26
Cas3	Moment max Suivant z-z	M_{z,sd}(kN.m)	Moment effort correspondant	M_{y,sd}(kN.m)	N_{sd}(kN)
		127.48		37.96	3351.17

Tableau VI.12: Les efforts repris par le poteau

VI.4 .1.3 Vérification du voilement

Notre poteau est bien enrobé par le béton ce qui élimine le risque du voilement donc la vérification n'est pas nécessaire.

VI.4 .1.4 Vérification du poteau vis-à-vis la compression axial

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq \chi_y N_{pl,rd}$ et $N_{sd} \leq \chi_z N_{pl,rd}$

Avec :

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$: Module d'élasticité efficace du béton pour le chargement à court terme.

$E_{cm} = 32000$: Module d'élasticité sécant de béton.

$\gamma_c : 1,35$

I_a, I_s et I_c : sont des moments d'inertie de flexion pour plan de flexion considéré de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$E_a, E_s = 2,1.10^5 \left(\frac{N}{mm^2}\right)$ Les modules d'élasticité pour l'acier de construction et pour l'armature.

f_y : Limite élastique de l'acier de construction.

f_{ck} : Résistance en compression de béton.

f_{sk} : Limite élastique de l'acier d'armature.

Formules	Applications numériques	Résultats
$A_a = \text{surface de profilée}$	$A_a = 131.4 \times 10^2$	$A = 13140 \text{mm}^2$
$A_s = 6\text{Ø}14$	$A_s = 924$	$A_s = 924 \text{mm}^2$
$A_c = A - A_s - A_a$	$A_c = (450 \times 450) - 13140 - 924$	$A_c = 188436 \text{mm}^2$
$N_{pl,rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	$N_{pl,rd} = 13140 \frac{235}{1,1} + 188436 \times 0,85 \frac{25}{1,5} + 924 \frac{400}{1,15}$	$N_{pl,rd} = 5798.08 \text{kN}$
$N_{pl,R} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	$N_{pl,R} = 13140 \frac{235}{1} + 188436 \times 0,85 \frac{25}{1} + 924 \frac{400}{1}$	$N_{pl,R} = 7461.765 \text{kN}$
$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c^*}$	$E_{cd} = \frac{32000}{1,35}$	$E_{cd} = 23703.704 \text{MP}$
Suivant y-y		
$I_{sy} = n_f \cdot n_s \times \frac{\pi d^4}{4} \times \left(\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi_A}{2} + \phi_t + c \right) \right)^2$	$I_{sy} = 2 \times 3 \times \frac{\pi \cdot 14^4}{4} \times \left(\frac{450}{2} - \left(\frac{14}{2} + 8 + 40 \right) \right)^2$	$I_{sy} = 26,69 \cdot 10^6 \text{mm}^4$
$I_{cy} = \frac{b_c h_c^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy})$	$I_{cy} = \frac{450^4}{12} - (19270 \times 10^4 + 26.69 \times 10^6)$	$I_{cy} = 3,25 \times 10^9$
$(EI)_{ey} = E_a \cdot I_{ay} + 0,8 E_{cd} \cdot I_{cy} + E_s \cdot I_{sy}$ $(EI)_{ey} = (2,1 \times 10^5 \times 19270 \times 10^4) + (0,8 \times 23703,704 \times 3,25 \times 10^9) + (2,1 \times 10^5 \times 26.69 \times 10^6)$ $(EI)_{ey} = 1,077 \cdot 10^{14} \text{MPa}$		

$N_{cry} = \frac{\pi^2(EI)_{ey}}{L_{fl}^2}$	$N_{cry} = \frac{3,14^2 \times 1,07 \times 10^{14}}{0,7 * 4080^2}$	$N_{cry} = 129469,394 \text{ kN}$
$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cry}}}$	$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{7461,765}{129469,394}}$	$\bar{\lambda}_y = 0,24$
$\bar{\lambda}_y > 0,2$ Il ya un risque de flambement Donc on doit vérifier que $N_{Ed} \leq \chi N_{pl,rd}$		
On a $\frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 < 1,2$ et $t_f < 100 \Rightarrow$ courbe b $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$		
$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$	$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34(0,240 - 0,2) + 0,240^2]$	$\phi_y = 0,536$
$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$	$\chi_y = \frac{1}{0,536 + \sqrt{0,536^2 - 0,240^2}}$	$\chi_y = 0,985$
$\chi_z \cdot N_{pl,rd}$	$0,985 \times 5798,08$	$\chi_z \cdot N_{pl,rd} = 5711,108 \text{ kN}$

Formules	Applications numériques	Résultats
Suivant z-z		
$I_{sz} = n_f \cdot n_s \times \frac{\pi \cdot d^4}{4} \times \left(\frac{h}{2} - \left(\frac{f_A}{2} + f_t + c \right)^2 \right)$	$I_{sz} = 2 \times 2 \times \frac{\pi \cdot 14^2}{4} \left(\frac{450}{2} - \left(\frac{14}{2} + 8 + 40 \right)^2 \right)$	$I_{sz} = 17,79 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
$I_{cz} = \frac{b_c h_c^3}{12} - (I_{az} + I_{sz})$	$I_{cz} = \frac{450^4}{12} - (6595 \times 10^4 + 17,79 \times 10^6)$	$I_{cz} = 3,32 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
$(EI)_{ez} = E_a \cdot I_{az} + 0,8 E_{cd} \cdot I_{cz} + E_s \cdot I_{sz}$ $(EI)_{ez} = (2,1 \times 10^5 \times 6595 \times 10^4) + (0,8 \times 23703,704 \times 3,32 \times 10^9) + (2,1 \times 10^5 \times 17,79 \times 10^6)$ $(EI)_{ez} = 8,24 \cdot 10^{13} \text{ MPa}$		
$N_{crz} = \frac{\pi^2(EI)_{ez}}{L_{fl}^2}$	$N_{crz} = \frac{3,14^2 \times 8,24 \times 10^{13}}{0,7 * 4080^2}$	$N_{crz} = 99703,53 \text{ kN}$
$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{crz}}}$	$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{7461,765}{99703,53}}$	$\bar{\lambda}_z = 0,27$
On a $\frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 < 1,2$ et $t_f < 100 \Rightarrow$ courbe c $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$		
$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$	$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49(0,27 - 0,2) + 0,27^2]$	$\phi_z = 0,501$
$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$	$\chi_z = \frac{1}{0,501 + \sqrt{0,501^2 - 0,203^2}}$	$\chi_z = 1,08$
$\chi_z \cdot N_{pl,rd}$	$1,08 \times 5798,08$	$\chi_z \cdot N_{pl,rd} = 6261,92 \text{ kN}$
$N_{sd} < \chi_z \cdot N_{pl,rd}$ vérifiée		
$N_{sd} < \chi_z \cdot N_{pl,rd}$ vérifiée		

Tableau VI.13 : Vérification du poteau vis-vis la compression axiale

La position de l'axe neutre

a. Axe fort y-y

Formules	Applications numériques	Résultats
axe neutre dans la semelle si : $\frac{h}{2} - t_f \leq h_n \leq \frac{h}{2}$		
$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$	$f_{cd} = 0,85 \frac{25}{1,5}$	$f_{cd} = 14,17\text{MPa}$
$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	$f_{sd} = \frac{400}{1,15}$	$f_{sd} = 347,82\text{MPa}$
$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a}$	$f_{yd} = \frac{235}{1,1}$	$f_{yd} = 213,63\text{MPa}$
$A'_s = 0$ il y'a pas d'armatures dans la zone $2h_n$		
$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd} - A'_s(2f_{sd} - f_{cd}) + (b - t_w)(h - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2b(2f_{yd} - f_d)}$ $h_n = \frac{2668253,76 + (280 - 10,5)(280 - 2 \times 18)(2 \times 213,63 - 14,17)}{(2 \times 450 \times 14,17) + (2 \times 280)(2 \times 213,63 - 14,17)}$ $h_n = 122,22\text{mm}$		
$122 \leq h_n \leq 140$		
$h_n \leq \frac{h}{2} - t_f$ axe neutre dans l'âme		
$W_{pany} = t_w \cdot h_n^2$	$W_{pany} = 10,5 \times 122,22^2$	$W_{pany} = 171,325 \cdot 10^3 \text{mm}^3$
$W_{psn} = 0$ il y'a pas d'armatures dans la zone $2h_n$		
$W_{pcny} = b_c h_n^2 - W_{psny} - W_{pany}$	$W_{pcny} = 122,22^2 - 171325$	$W_{pcny} = 65,5 \cdot 10^5 \text{mm}^3$
$W_{ps(y)} = n_f \left[n_s \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \left(\frac{h}{2} - c - f_t - \frac{f_l}{2} \right) \right]$ $W_{ps(y)} = 2 \left[3 \times \frac{\pi \cdot 14^2}{4} \left(\frac{450}{2} - 40 - 8 - 7 \right) \right]$ $W_{psy} = 157,016 \cdot 10^3 \text{mm}^3$		
$W_{pcy} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{psy} - W_{pay}$	$W_{pcy} = \frac{450^3}{4} - 157,016 \cdot 10^3 - 1534 \cdot 10^3$	$W_{pcy} = 210,9 \cdot 10^5 \text{mm}^3$
$M_{plrdy} = \left[W_{pa} - W_{pan} \right] \frac{f_y}{\gamma_a} + \left[W_{pc} - W_{pcn} \right] \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{2\gamma_c} + \left[W_{ps} - W_{psn} \right] \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$		

$$M_{pl,rdy} = \left[1534 \cdot 10^3 - 171,325 \cdot 10^3 \right] \times \frac{235}{1,1} + \left[21,09 \cdot 10^6 - 6,55 \cdot 10^6 \right] \times \frac{0,85 \times 25}{2 \times 1,5}$$

$$+ \left[157,016 \cdot 10^3 - 0 \right] \times \frac{400}{1,15}$$

$$M_{pl,rdy} = 448,723 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.14: Position de l'axe neutre suivant y-y

b. Autour de l'axe faible z-z

Formules	Applications numériques	Résultats
axe neutre dans la semelle si : $\frac{b}{2} \leq h_n \leq \frac{t_w}{2}$		
$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$	$f_{cd} = 0,85 \frac{25}{1,5}$	$f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$
$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	$f_{sd} = \frac{400}{1,15}$	$f_{sd} = 347,82 \text{ MPa}$
$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a}$	$f_{yd} = \frac{235}{1,1}$	$f_{yd} = 213,63 \text{ MPa}$
$A'_s = 0$ il y'a pas d'armatures dans la zone $2h_n$		
$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A'_s (2f_{sd} - f_{cd}) + t_w (2t_f - h) (2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 4t_f (2f_{yd} - f_{cd})}$		
$h_n = \frac{(188436 \times 14,17) + 10,5(2 \times 18 - 280)(2 \times 213,63 - 14,17)}{(2 \times 450 \times 14,17) + (4 \times 18)(2 \times 213,63 - 14,17)}$		
$h_n = 37,92 \text{ mm}$		
$\frac{b}{2}$	$\frac{280}{2}$	$\frac{b}{2} = 140 \text{ mm}$
$\frac{t_w}{2}$	$\frac{10,5}{2}$	$\frac{t_w}{2} = 5,25 \text{ mm}$
$\frac{b}{2} \leq h_n \leq \frac{t_w}{2}$ axe neutre dans la semelle		
$W_{panz} = 2t_f h_n^2 + \frac{(h-2t_f)}{4} \times t_w^2$	$W_{panz} = 2 \times 18 \times 37,92^2 + \frac{(280-2 \times 18)}{4} \times 10,5^2$	$W_{panz} = 58490,6 \text{ mm}^3$
$W_{psn} = 0$ il y'a pas d'armatures dans la zone $2h_n$		
$W_{pcnz} = h_c h_n^2 - W_{psnz} - W_{panz}$	$W_{pcnz} = 450 \times 37,92^2 - 58490,6$	$W_{pcnz} = 588576,28 \text{ mm}^3$
$W_{ps(z)} = n_f \left[n_s \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \left(\frac{h}{2} - c - f_t - \frac{f_l}{2} \right) \right]$		
$W_{ps(z)} = 2 \left[3 \times \frac{\pi \cdot 14^2}{4} \left(\frac{450}{2} - 40 - 8 - 7 \right) \right]$		
$W_{psz} = 157,016 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$		

$W_{pcz} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{psz} - W_{paz}$	$W_{pcz} = \frac{450^3}{4} - 157016 - 717600$	$W_{pcz} = 219,1 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
$M_{plrdz} = \left[W_{pa} - W_{pan} \right] \frac{f_y}{\gamma_a} + \left[W_{pc} - W_{pcn} \right] \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{2\gamma_c} + \left[W_{ps} - W_{psn} \right] \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$ $M_{plrdz} = \left[717,6 \cdot 10^3 - 584,90 \cdot 10^3 \right] \times \frac{235}{1,1} + \left[21,91 \cdot 10^6 - 5,88 \cdot 10^5 \right] \times \frac{0,85 \times 25}{2 \times 1,5}$ $+ \left[157,016 \cdot 10^3 - 0 \right] \times \frac{400}{1,15}$ $M_{pl,rdz} = 346,45 \text{ kN.m}$		

Tableau VI.15 : Position de l'axe neutre suivant z-z

Vérification de la résistance du poteau contre la compression combinée et la flexion bi-axiale

Il faut vérifier que : $M_{y,sd} \leq 0,9 \mu_y \cdot M_{pl,rdy}$ et $M_{z,sd} \leq 0,9 \mu_z \cdot M_{pl,rdz}$

Et $\frac{M_{y,sd}}{\mu_y \cdot M_{pl,rdy}} + \frac{M_{z,sd}}{\mu_z \cdot M_{pl,rdz}} \leq 1,0$

Formules	Applications numériques	Résultats
$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	$f_{cd} = 0,85 \frac{25}{1,5}$	$f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$
$N_c = A_c f_{cd}$	$N_c = 188436 \times 14,17$	$N_c = 2669510 \text{ kN}$
$\chi_c = \frac{N_c}{N_{pl,rd}}$	$\chi_c = \frac{2669510}{5798,08}$	$\chi_c = 0,46$
$\chi_d = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}$	$\chi_d = \frac{3496,563}{5798,08}$	$\chi_d = 0,603$
$\chi_d > \chi_c$		
$\mu_y = \frac{(\chi_y - \chi_d)}{(1 - \chi_c)\chi_y}$	$\mu_y = \frac{(0,985 - 0,603)}{(1 - 0,46) \times 0,985}$	$\mu_y = 0,718$
$\mu_z = \frac{(\chi_z - \chi_d)}{(1 - \chi_c)\chi_z}$	$\mu_z = \frac{(1,08 - 0,603)}{(1 - 0,46) \times 1,08}$	$\mu_z = 0,817$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de la vérification des poteaux

Poteaux RDC

HEB280	$\chi_y \cdot N_{pl,rd}$	$\chi_z \cdot N_{pl,rd}$	N_{sd}	$0,9 \mu_y \cdot M_{pl,rdy}$	$M_{y,sd}$	$0,9 \mu_z \cdot M_{pl,rdz}$	$M_{z,sd}$	$\frac{M_{y,sd}}{\mu_y \cdot M_{pl,rdy}} + \frac{M_{z,sd}}{\mu_z \cdot M_{pl,rdz}}$
Cas1 N_{sd}^{max}	5711,108	6261,92	3496,56	289,96	46,75	254,74	117,71	0,84 < 1

Cas2 $M_{y,sd}^{max}$	5711,108	6261,92	2768,26	374,22	61,39	321,15	55,59	0,69 < 1
Cas3 $M_{z,sd}^{max}$	5711,108	6261,92	3351,17	299,82	37,96	268,15	127,48	0,98 < 1
vérification	Oui			Oui		Oui		Oui

Tableau VI.16 : Les efforts repris par le poteau du RDC

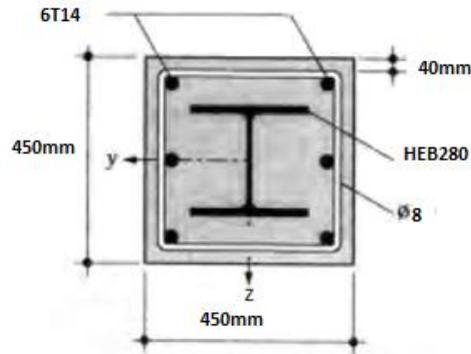


Figure VI.1: Poteau mixte.

VI.5 Ferrailage du noyau central

VI.5.1 Méthode utilisée pour le ferrailage du voile

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, proposé en référence 09. Ses étapes sont les suivantes :

- Faire le calcul des contraintes en supposant un diagramme linéaire ;
- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **SAP 2000** (il s'agit des contraintes S_{22})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de **traction** (ici **G+Q+E**) du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & \text{(traction)} \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & \text{(compression)} \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

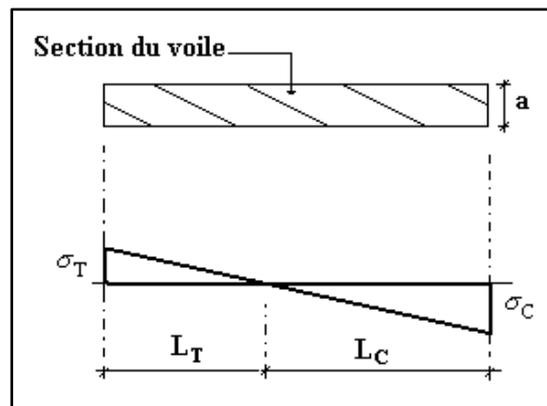


Figure VI.2 : contraintes (traction- compression)

VI.5.2 Les armatures**a) Aciers verticaux**

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$F_t = \sigma_i \times S_i ; \sigma_i = S_{22}$$

$$S_i = L_i \times e$$

Tel que :

S_{22} Est la contrainte moyenne dans chaque maille, lue directement du fichier **SAP 2000** ;

S_i Est la surface de la maille (suivant la division du voile)

e est l'épaisseur du voile

b) Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot e \cdot 1$$

Tel que :

S_{12} Est la contrainte moyenne dans chaque maille, lue directement du fichier **SAP 2000** ;

Remarque : (RPA99 V2003, art7.7.4.3)

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus, nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

c) Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} ;$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ;$$

$$A_{hmin} = (0,15\%) \cdot e \cdot L ;$$

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) ;$$

VI.5.3 Calcul des armatures

Le voile est découpé en 7 mailles (voir schéma ci-dessous), chacune a une largeur au plus égale à 1,5m, (la largeur idéale de la maille est $L_i = 1,00\text{m}$).

$$S_{\min} \leq (1,5e, 30\text{cm});$$

$$e = 20\text{cm} \Rightarrow S_{\min} \leq (30\text{cm}, 30\text{cm}) \Rightarrow S_{\min} = 30\text{cm}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

a- Armatures verticales

Maille	1($l_1=1m$)	2($l_1=1m$)	3($l_1=1m$)	4($l_1=1m$)
Surface ($e_v=20cm$) S_i (m ²)	0,20	0,20	0,20	0,20
Contrainte moyenne par maille σ_i (MPa) (S_{22})	11.57	6.23	5.78	5.37
Force de traction F_t (KN)	2314	1246	1156	1074
Section d'acier (cm ²) A_s	57.85	31.15	28.9	26.85
Aciers minimaux (cm ²) 1- Selon BAEL: $0,1\%S_{béton}$	2,0	2,0	2,0	2,0
Aciers minimaux (cm ²) 2- Selon RPA99: $0,2\%S_{béton}$	4	4	4	4
Le choix (sur deux faces en cm ²)	2×9T20 =62.84	2×6T20 =31.42	2×5T20 =31.42	2×7T16 =28.14
$S \leq (1.5 e, 30cm)$ $S \leq 30 cm$	11,11	16,67	20	14.28

Maille	5($l_1=1m$)	6($l_1=1m$)	7 ($l_1=0.4m$)
Surface ($e_v=20cm$) S_i (m ²)	0,20	0,20	0,08
Contrainte moyenne par maille σ_i (MPa) (S_{22})	5.78	6.86	11.56
Force de traction F_t (KN)	1156	1372	924.8
Section d'acier (cm ²) A_s	28.9	34.3	23.12
Aciers minimaux (cm ²) 2- Selon BAEL: $0,1\%S_{béton}$	2,0	2,0	0.8
Aciers minimaux (cm ²) 3- Selon RPA99:	4	4	1.6

$0,2 \% S_{\text{béton}}$			
Le choix (sur deux faces en cm²)	2×5T20 =31.42	2×6T20 =37.7	2×4T20 =25.14
$S \leq (1.5 e, 30\text{cm})$ $S \leq 30 \text{ cm}$	20	16.67	25

Tableau VI.17: Calcul des armatures verticales

b- Armatures de couture

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise du coulage

Maille	1 ($l_1=1\text{m}$)	2 ($l_1=1\text{m}$)	3 ($l_1=1\text{m}$)	4 ($l_1=1\text{m}$)
Surface (m²) S_i	0,20	0,20	0,20	0,20
Contrainte moyenne par maille σ_i (MPa) (S_{12})	2,97	2,98	3,23	3,45
\bar{V} (KN)	831.6	834.4	904.4	966
Section d'acier (cm²) A_{vj}	20.79	20.86	22.61	24.15
Le choix (sur deux faces en cm²)	2×7T14 =21.56	2×7T14 =21.56	2×8T14 =24.62	2×8T14 =24.62
$S \leq (1.5 e, 30\text{cm})$ $S \leq 30 \text{ cm}$	14.28	14.28	12.5	12.5

Maille	5 ($l_1=1\text{m}$)	6 ($l_1=1\text{m}$)	7 ($l_1=0.4\text{m}$)
Surface (m²) S_i	0,20	0,20	0,08
Contrainte moyenne par maille σ_i (MPa) (S_{12})	3.48	3.76	3.6

\bar{V} (KN)	1002.24	1052.8	1008
Section d'acier (cm ²) A_{Vj}	25.05	26.32	25.2
Le choix (sur deux faces en cm ²)	2×7T16 =28.14	2×7T16 =28.14	2×7T16 =28.14
$S \leq (1.5 e, 30\text{cm})$ $S \leq 30 \text{ cm}$	14.28	14.28	14.28

Tableau VI.18 : Calcul des armatures de couture

Armatures horizontales

$A_H = \frac{2}{3} A_V$ A_V Est la section d'acier vertical de la maille la plus armée

$$A_H = \frac{2}{3} (62.84) = 41.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{Hmin} = (0.15\%) a l = \frac{(0,15)}{100} (20) (100) = 3 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_H = \max (A_H, A_{Hmin}) = 41.89 \text{ cm}^2$

Soit : $2 \times 7T20 = 43.98 \text{ cm}$

Avec : $S_t = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm}$

Remarque

Après les calculs que nous avons faits nous avons vu que le noyau central prend 100 % de la charge horizontale

Conclusion

Après avoir dimensionné les éléments structuraux sur la base des règles de l'Eurocode, la vérification a été faite à l'aide des combinaisons sismique, et des charges verticales. Les combinaisons sont faites sur la base des règlements en vigueur.

VII.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces, pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels . En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est mis en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation. effective entre les composants en présence.

VII.2 Fonctionnement des assemblages

a- Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique, du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Pour notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{ub}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{yb}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VII.1 : Caractéristiques du boulon

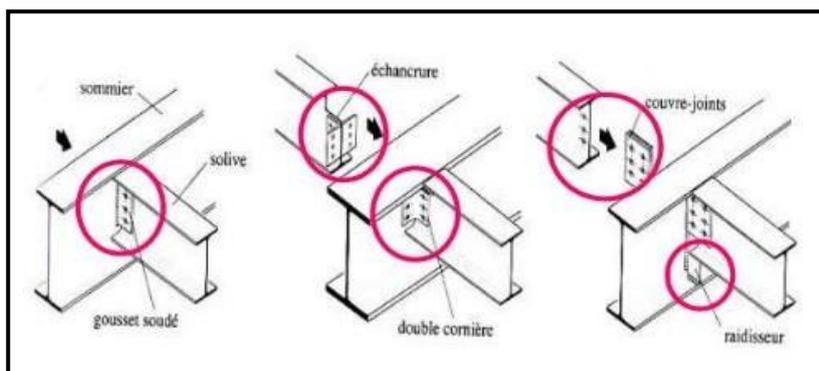


Figure VII.1 : Assemblage Boulonné

VII. 3 Calcul des assemblages

1- Calcul manuelle de l'assemblage (poteau HEB 400– poteau HEB 400) de continuité

a. Dimensionnement de l'assemblage

Poteau HEB 400	$h = 400 \text{ mm}$	$b = 300\text{mm}$	$t_f = 24 \text{ mm}$	$t_w = 13.5 \text{ mm}$	$A = 197.8\text{cm}^2$
-----------------------	----------------------	--------------------	-----------------------	-------------------------	------------------------

Tableau VII.2 : Caractéristiques du profilé

b. Données de calcul

À partir du logiciel Sap 2000 on obtient les valeurs suivantes

$$M_{sd} = 25.90 \text{KN.m} \quad ; \quad V_{sd} = 10.41 \text{KN}$$

c. Choix du boulon

On choisissant 10 boulons de classe HR10.9 de diamètre M 22 avec : $A = 303 \text{mm}^2$

$$\Rightarrow d_0 = d + 2 \text{mm} = 24 \text{mm}$$

d. Choix de la plaque de platine

(600×300×30)mm, Epaisseur de la plaque de platine est 3 mm

e. Disposition des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{mm}) \quad 28 \text{mm} \leq e_1 = 70 \text{mm} \leq 240 \text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{mm}) \quad 52,8 \text{mm} \leq p_1 = 110 \text{mm} \leq 200 \text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{mm}) \quad 36 \text{mm} \leq e_2 = 50 \text{mm} \leq 240 \text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{mm}) \quad 72 \text{mm} \leq p_2 = 110 \text{mm} \leq 280 \text{mm}$$

f. Données du calcul

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel SAP2000

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = 25.90 \text{ kN.m}$
- Un effort tranchant : $V_{sd} = 10.41 \text{ kN}$
- Un effort normal : $N_{sd} = 2010.26 \text{ kN}$

coefficient	γ_{M0}	γ_{Ms}	k_s	μ
valeur	1,1	1,25	1	0,3

Tableau VII.3 : Les coefficients

Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons

• $F_{vsd} < f_{srd}$

$$f_{srd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times (f_p - 0,8f_t)}{\gamma_{Ms}}$$

$$F_{tsd} = F_{M1}$$

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

i	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	∑ d _i ²
d(mm)	430	320	180	70	324600

Tableau VII.4: Les distances des boulons par rapport à l'axe neutre

$$F_{tsd} = F_{M1} = \frac{25.90 \times 0,43}{0,3246} = 34.30 \text{ kN}$$

➔ Il faut vérifier que :

$$F_{M1} \leq n f_p$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{F_{M1}}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{34.30 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 24.5 \text{ mm}^2$$

Soit un boulon de diamètre d=22mm → (M22) → A_s = 303mm²

$$f_p = 0,7 \times 303 \times 1000 = 212 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} < f_{srd}$$

$$f_{srd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times (f_p - 0,8f_t)}{\gamma_{Ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 212}{1.25}$$

$$f_{srd} = 50.88 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \times n_b} = \frac{10.41}{1 \times 10} = 1.04 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 1.04 \text{ kN} < f_{srd} = 50.88 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

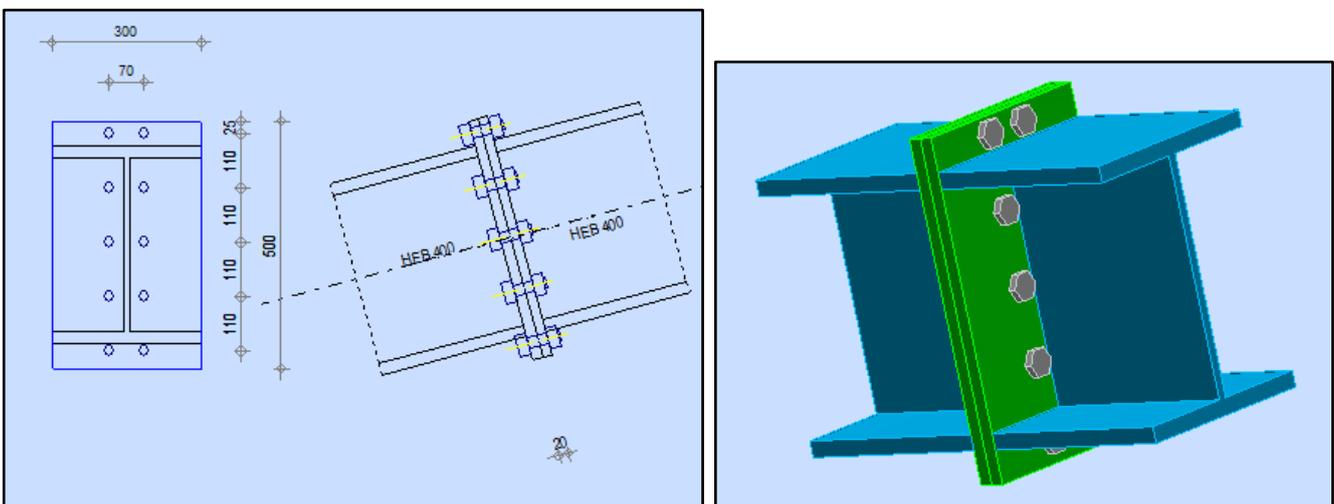


Figure VII.2 : Assemblages poteau HEB400-poteau HEB400

2- Calcul manuelle d'assemblage poutre-solive

Pour le calcul manuel on a un assemblage d'une solive(IPE160) avec une poutre principale (IPE400)

type	Profilé	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
Poutre porteuse	IPE400	400	180	8.6	13.5
solive	IPE160	160	82	5	7,4

Tableau VII.5 : Caractéristiques géométriques des profilés

a. Le choix des boulons

boulons	nombre	classe	d (mm)	d ₀ (mm)	A _s (mm ²)	F _{ub} (N/mm ²)
M14	4	5.6	14	15	115	500

Tableau VII.6 : Caractéristiques du boulon M14

b. Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 18\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm} \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 33\text{mm} \leq p_1 \leq 120\text{mm} \rightarrow p_1 = 70 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 22.5\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm} \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 45\text{mm} \leq p_2 \leq 120\text{mm} \rightarrow p_2 = 70 \text{ mm}$$

c. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

L'effort tranchant au niveau de la solive au voisinage d'appui $V_{sd} = 60.90 \text{ kN}$

Il faut vérifier que : $F_{vrd} \geq V_{sd}$
 $F_{vrd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$; avec $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{vrd} = 0.6 \times \frac{500}{1,25} \times 115 = 27.6 \text{ kN}$$

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 27.6 = 110.4 \text{ kN} > V_{sd} = 60.90 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$ avec $F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,889; 1,305; 1,39; 1)$$

$$\alpha = 0,889$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,889 \times 360 \times 14 \times \frac{8.6}{1,25} = 77,06 \text{ kN}$$

Pour un seul boulon on a :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{60.90}{4} = 15,23 \text{ kN} < F_{brd} = 77,06 \text{ kN}$$

- D'où la pression diamétrale est vérifiée

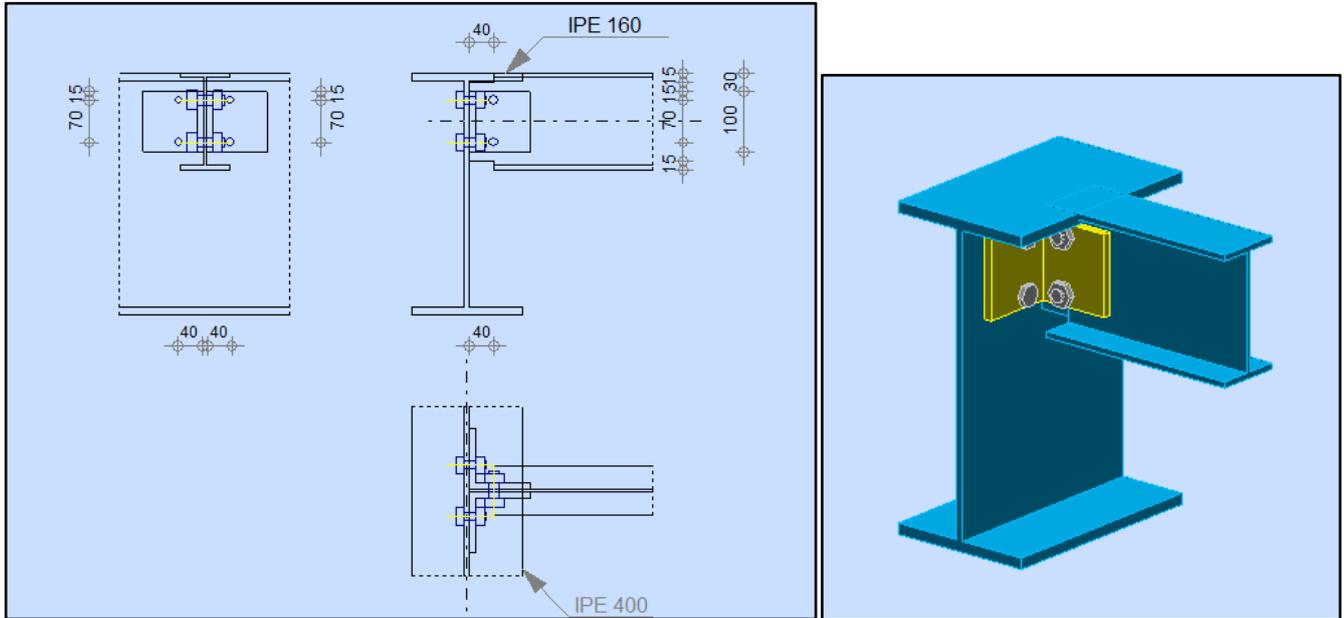


Figure VII.3 : Assemblage poutre IPE400-solive IPE160

3- Calcul manuelle d'assemblage poteau-poutre secondaire

Pour le calcul manuel, on a choisi un assemblage d'une poutre IPE300) avec poteau (HEB400)

type	Profilé	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
Poutre secondaire	IPE300	300	150	7.1	10.7
poteau	HEB400	400	300	13,5	24

Tableau VII.7 : Caractéristiques géométriques des profilés

a. Le choix des boulons

boulons	nombre	classe	d (mm)	d ₀ (mm)	A _s (mm ²)	F _{ub} (N/mm ²)
M12	14	HR8.8	12	13	84.3	800

Tableau VII.8 : Caractéristiques du boulon M12

b. Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 15.6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm} \rightarrow e_1 = 70 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 28.6\text{mm} \leq p_1 \leq 120.4\text{mm} \rightarrow p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 19.5\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm} \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 39\text{mm} \leq p_2 \leq 120.4\text{mm} \rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

c. **Données du calcul** : Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel SAP2000

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

▪ Un moment fléchissant : $M_{sd} = 50.41 \text{ kN.m}$

▪ Un effort tranchant : $V_{sd} = 89.27 \text{ kN}$

$$d_1 = 70 \text{ mm}$$

$$d_2 = 170 \text{ mm}$$

$$d_3 = 220 \text{ mm}$$

$$d_4 = 280 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2};$$

$$\sum d_i^2 = (0,070)^2 + (0,170)^2 + (0,220)^2 + (0,280)^2 = 0,1606 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{50.41 \times 0,070}{0,1606} = 21.97 \text{ KN}$$

$$N_2 = 53.36 \text{ KN}$$

$$N_3 = 69.05 \text{ KN}$$

$$N_4 = 87.88 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$N_4 \leq n_0 F_{p,c,d} \quad \text{avec } n_0 = 2 \text{ pour une rangée.}$$

Avec: $F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$ (EC3.art.6.5.8.2)

$$N_4 = 87.88 \text{ KN} \leq 2 \times (0,7 \times 800 \times 84.3) = 94.42 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

d. **Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_4}$$

$$N = F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 47.21 \text{ kN} \quad \text{Pour un boulon.}$$

Pour une rangée (de deux boulons) :

$$2 \times N = 47.21 \times 2 = 94.42 \text{ kN}$$

D'où :

$$M_{Rd} = \frac{94.42 \times 0,1606}{0,280} = 54.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 50.41 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 54.15 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

e. **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{89.27}{8} = 11.16 \text{ KN}$$

La résistance au glissement $F_{s,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$ 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.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 47,21 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 22,66 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 11,16 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 22,66 \text{ KN}$ Donc la condition est vérifiée.

f. Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

t_w : épaisseur d'ame de poteau = 13,5 mm

b_{eff} : entraxe rangées boulons = 90 mm

$$F_{t,Rd} = 235 \times 13,5 \times \frac{90}{1} = 285,53 \text{ KN}$$

Avec: $F_t = \frac{M}{h-t_f}$

$$F_t = \frac{50,41}{0,400-0,024} = 134,07 \text{ KN}$$

$F_t < F_{t,Rd} \Rightarrow$ Condition vérifiée

g. Résistance de l'âme de poteau en compression : (non raidie)

Il faut vérifier que : $\sigma_n \leq f_y$

Avec:

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{80,51}{18060} \times 10^3 + \frac{115,68}{2400} \times 10^3 = 52,658 \text{ Mpa}$$

$\sigma_n = 52,658 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa}$ Donc la condition est vérifiée.

h. Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_R$

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_R = \frac{0,58 \times 235 \times 400 \times 13,5}{1} \times 10^{-3} = 736,02 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M}{h-t_f}$$

$$F_V = \frac{50.41}{0,400-0,024} = 134.07 \text{ KN}$$

$$F_V = 134.07 \text{ KN} < V_R = 736.02 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

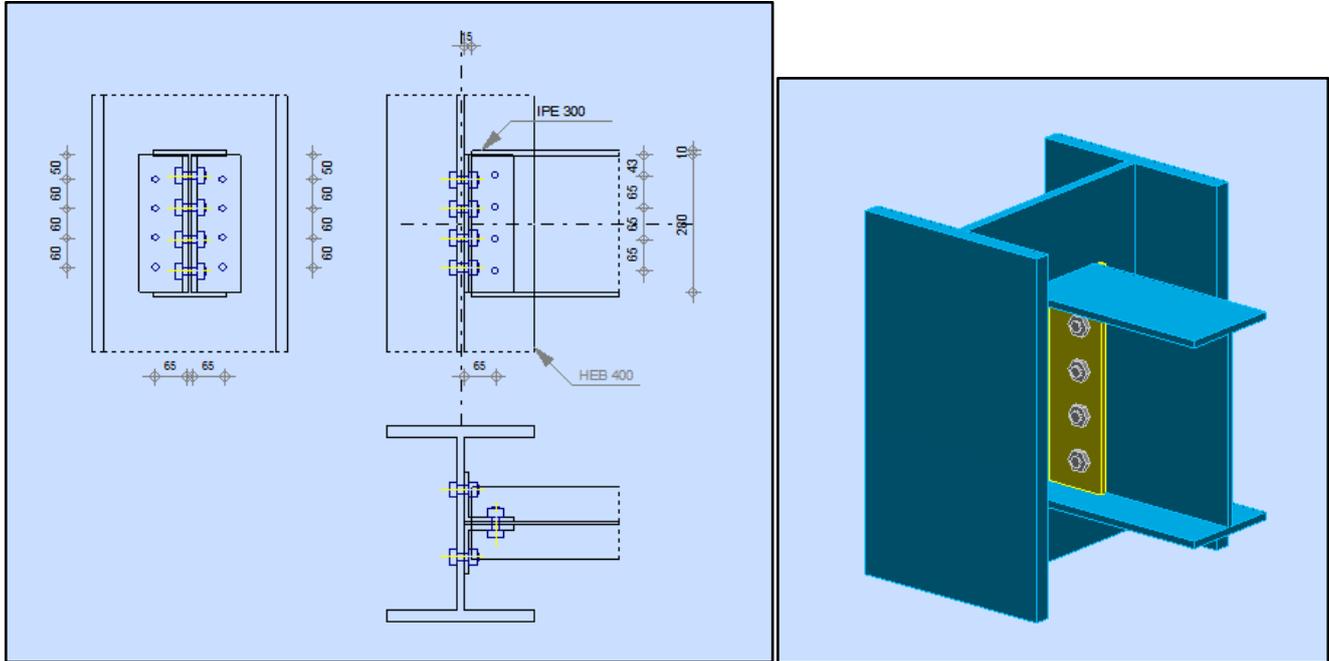


Figure VII.4: Assemblage poteau HEB400-poutre secondaire IPE300

4- Calcul manuel d'assemblage pied de poteaux encastrés

La plaque en acier rectangulaire est soudée à la base du poteau par un cordon appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

Sollicitation maximale $G + Q + 1,5 E_y$:

$$N_{sd} = 3454,811 \text{ KN}; V_{sd} = 73,14 \text{ KN}; M_{sd} = 21,33 \text{ KN.m}$$

4.1. Dimensionnement de la plaque d'assise

a- Résistance du matériau de scellement

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

β_j : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3

k_j : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1,5

f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal à

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

f_{ck} : Résistance en compression du béton.

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 16,67 = 16,67 \text{ MPa}$$

b- L'effort de compression maximale à prendre en compte

La plaque d'assise doit être dimensionnée de tels sorts à résister aux éventuels efforts de traction et de compression.

L'effort le plus défavorable à prendre en compte dans le dimensionnement et l'effort de compression $N_{c,sd} = 3454,811 \text{ KN}$

c- Estimation de l'aire de la plaque d'assise

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{c,sd}}{f_j} \right]^2 ; \frac{N_{c,sd}}{f_j} \right) = \max \left(\frac{1}{400 \times 300} \times \left[\frac{3454,81 \times 10^3}{16,67} \right]^2 ; \frac{3454,81 \times 10^3}{16,67} \right)$$

$$A_{c0} = 357928,1785 \text{ mm}^2$$

d- Choix du type de la plaque d'assise

$A_{c0} \geq 0,95 h \times b$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{c0} < 0,95 h \times b$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

b : largeur de la plaque d'assise

h : longueur de la plaque d'assise

$A_{c0} = 357928,178 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 400 \times 300 = 114000 \text{ mm}^2 \rightarrow$ plaque d'assise à projection étendue

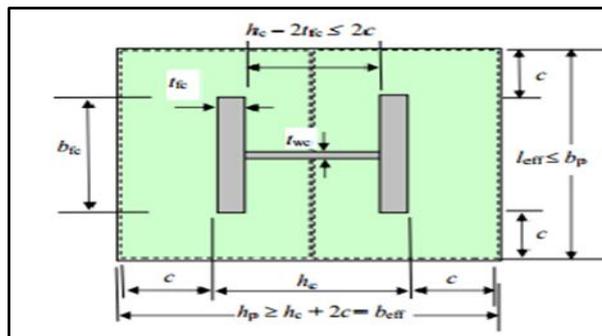


Figure VII.5 : Plaque d'assise à projection étendue

e. Détermination de la largeur d'appui additionnelle

La valeur de la largeur d'appui additionnelle c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A , B et C , sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise

$$\text{Plaque d'assise à projection étendue : } \begin{cases} A = 2 \\ B = 2b - t_w + h = 986,5 \text{ mm} \\ C = (bt_f + 0,5 h t_w - t_f t_w) - \frac{N_{c,sd}}{2f_j} = -97301,20 \end{cases}$$

$$c = \frac{-986,5 + \sqrt{(986,5^2 + 4 \times 2 \times 97301,20)}}{2 \times 2} \square 84\text{mm}$$

f-Détermination des dimensions de la plaque d'assise

Les dimensions de la plaque d'assise a projection étendue ce calculent comme suite :

$$b_p \geq b + 2c = 300 + 2 \times 84 = 468 \text{ mm} \rightarrow b_p = 500 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2c = 400 + 2 \times 84 = 568\text{mm} \rightarrow h_p = 600 \text{ mm}$$

Ce qui donne $A_{c0} = 500 \times 600 = 300000 \text{ mm}^2$

g-Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 84 \times \sqrt{\frac{3 \times 16,67 \times 1}{235}} = 19.89\text{mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 20\text{mm}$

4.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec 6 tige d'ancrage Ø12 classe HR 8 .8

$$t_p = 20\text{mm} ; d_0 = \varnothing + 2 = 14\text{mm}$$

➤ **Entraxes (p1, p2)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 200 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 200 \text{ mm.}$$

➤ **Pinces (e1, e2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 50 \text{ mm}$$

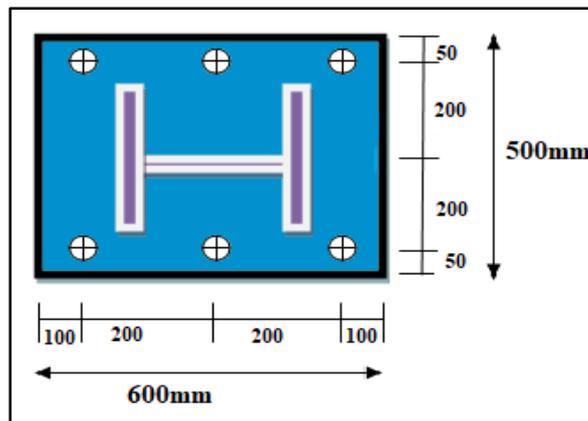


Figure VII.6 : disposition constructive.

a- Calcul de la largeur d'appuis additionnelle

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}} = 20 \times \sqrt{\frac{275}{3 \times 16,67 \times 1}} = 43,35 \text{ mm}$$

$\gamma_{m0} = 1$: pour la platine et le poteau

$$c < (h_c - 2t)/2 = (400 - 2 \times 24)/2 = 176 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en comparaison pour les tronçons des deux semelles.

b- Calcul de la section efficace

La plaque d'assise et de projection étendue

$$A_{\text{eff}} = [2 (b_{fc} + 2c)(2c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$A_{\text{eff}} = [2 (300 + 2 \times 43,35)(2 \times 43,35 + 24) + (400 - 2 \times 43,35 - 2 \times 24)(2 \times 43,35 + 13,5)]$$

$$A_{\text{eff}} = 273884,22 \text{ mm}^2$$

c- Calcul à l'effort axial

$$N_{sd} \leq N_{rd}$$

$$N_{rd} = A_{\text{eff}} \times F_{jd} = 112198,44 \times 16,67 \times 10^{-3} = 4565,65 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3454,81 \text{ KN} < 4565,65 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

d- Vérification de la plaque d'assise au moment fléchissant

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

➤ **Calcul du moment résistant M_{rd}**

$$M_{rd} = \frac{(c^2/2) \times N_{sd}}{A_{\text{eff}}} = \frac{(43,35^2/2) \times 3454,81}{273884,22} = 18,66 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment fléchissant**

$$M_{sd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{m0}} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1} = 15,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 15,66 \text{ KN.m} < M_{rd} = 18,66 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

e- Resistance des tiges d'ancrage au cisaillement

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq F_{rbrd}$

$$F_{vrd} = F_{frd} + n_b \times F_{vbrd}$$

$F_{frd} = 0,2N_{sd}$: Resistance de calcul par frottement

$$F_{vbrd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} : \text{Résistance d'une tige au cisaillement}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb} \quad \text{Avec : } 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b : Nombre de tige

Pour 6 tiges M12 en classe 8.8

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 900 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{frd} = 0,2 \times 3454,81 = 690,96 \text{ KN}$$

$$F_{vbRd} = \frac{(0,44 - 0,0003 \times 640) \times 900 \times 840}{1,25} \times 10^{-3} = 149,99 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 690,96 + 6 \times 149,99 = 1590,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 73,14 \text{ KN} < F_{vrd} = 1590,9 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

f- Vérification au soulèvement

$$\frac{V_{sd}}{F_{vbrd}} + \frac{N_{sd}}{N_{trd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{trd} = 0,9 \times \frac{f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = 0,9 \times \frac{900 \times 840}{1,25} \times 10^{-3} = 604,8 \text{ KN}$$

$$\frac{73,14}{149,99} + \frac{3454,81}{604,8} = 0,986 < 1 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

➤ Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq F_{t,bond,Rd}$

$$F_{t,bond,Rd} = \pi \times d \times l_{b,rqd} \times f_{bd}$$

d : Diamètre de la tige $d = 12 \text{ mm}$

$l_{b,rqd}$: Longueur total de la tige requise

$$l_{b,rqd} = 0,144 \times d \times \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

$$f_{bd} : \text{Contrainte d'adhérence} : f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

f_{ck} : Résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$$l_{b,rqd} = 0,144 \times 12 \times \frac{900}{1,2} = 1296 \text{ mm}$$

$$F_{t,bond,Rd} = \pi \times 12 \times 1296 \times 1,2 = 586,2 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{6} = \frac{3454,81}{6} = 575,80 \text{ KN} < F_{t,bond,Rd} = 586,2 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

4.3. Calcul de la soudure

a- Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle

$$a_s \geq \frac{\sqrt{2} \times N_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}{1 \times f_u}$$

- La nuance d'acier utilisé est S235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 360 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l = 300 \text{ mm}$

$$a_s \geq \frac{\sqrt{2} \times 3454,81 \times 0,85 \times 1,3}{300 \times 360} \times 10^3 = 39,98 \text{ mm}$$

On prend $a_s = 40 \text{ mm}$

b- Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}{l \times f_u}$$

- La nuance d'acier utilisé est S235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 360 \text{ MPa} \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $l = 373 \text{ mm}$

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times 73,14 \times 0,85 \times 1,3}{373 \times 360} \times 10^3 = 1,04 \text{ mm}$$

On prend $a_w = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune : $a = 15 \text{ mm}$

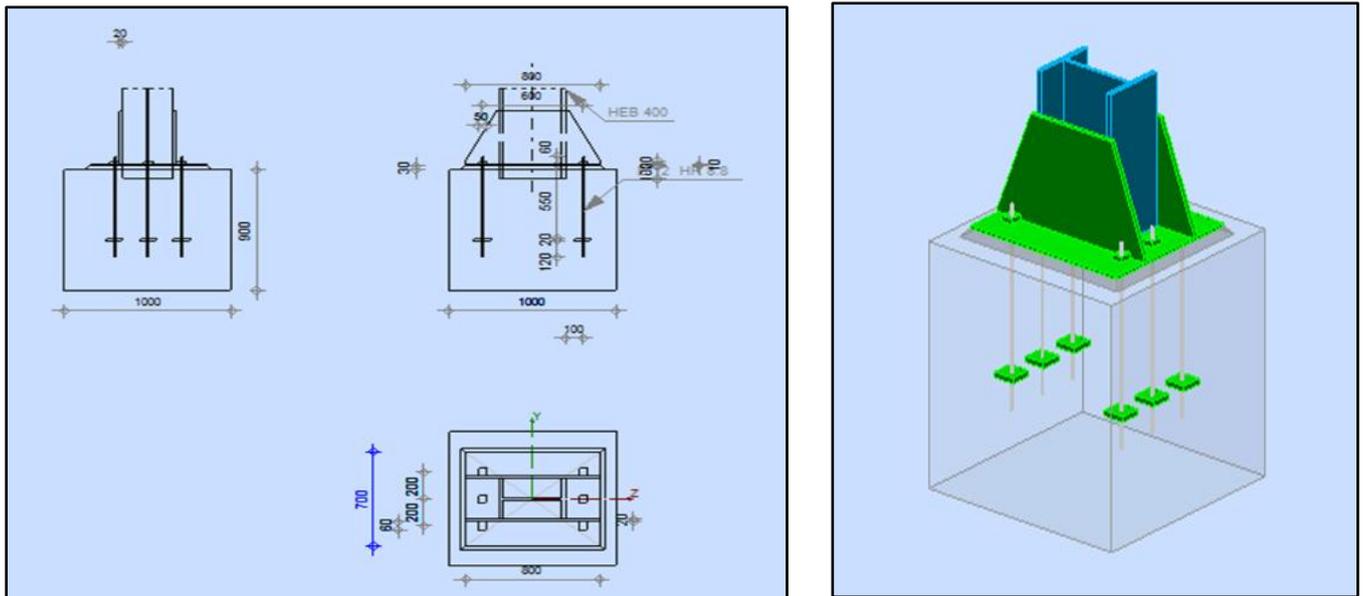


Figure VII.7: Assemblage pied de poteau HEB 400

Conclusion

Dans cette étude, l'assemblage boulonné est le mode utilisé. Ce dernier présente en générale l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

VIII. 1 Etude du voile périphérique

VIII .1.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

a- Dimensionnement des voiles périphérique

- ✓ Hauteur : $h=4\text{m}$.
- ✓ Longueur : $L=6\text{ m}$.
- ✓ Epaisseur : $e=20\text{cm}$.

1. Les caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma_h=17\text{kN}$.
- ✓ Angle de frottement : $f=20^\circ$.
- ✓ La cohésion : $C = 0.41\text{bar}$

b- Evaluation des charges et surcharges

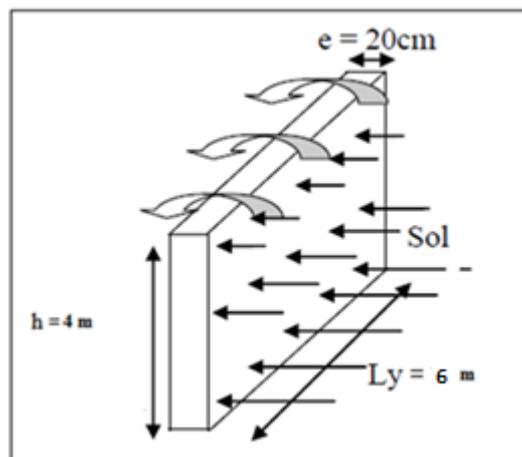


Figure VIII.1 : Evaluation des charges.

Le voile périphérique est soumis à :

c- La poussée des terres

$$\phi=20^\circ \Rightarrow A=f(\phi)=\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)=0,490$$

$$P_1=A.\gamma.H=33,32\text{ kN/m}^2$$

d- Surcharge accidentelle

$$q=10\text{kN/m}^2 \quad P_2=q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)=4,903\text{ kN/m}^2$$

$$\frac{L_x}{L_y}=0,666 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0739; \mu_y = 0,3753.$$

$$\delta_{\min} = 1,5Q = 1,5 \times 4,903 = 7,355\text{kN/m}^2$$

$$\delta_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 33,32 + 1,5 \times 4,903 = 52,337\text{kN/m}^2$$

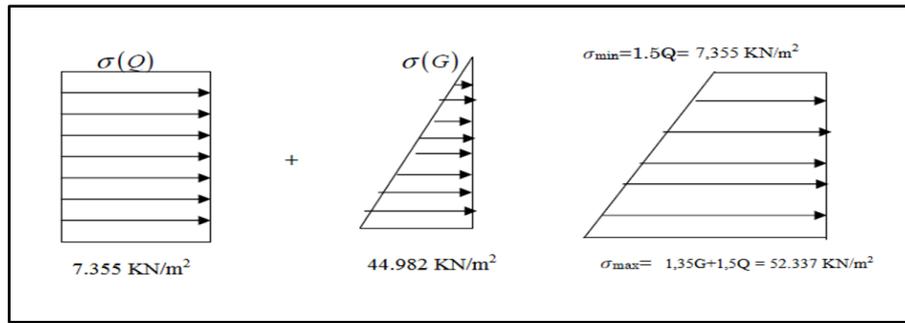


Figure VIII.2: Diagramme des contraintes.

$$\delta_{\text{moy}} = \frac{3 \times \delta_{\text{max}} + \delta_{\text{min}}}{4} = 41,092 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 41,092 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 41,092 \text{ kN/m}$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 48.456 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 18.85 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 41.187 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 16.022 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 24.228 \text{ kN.m}$$

e- Calcul du ferrailage

b= 100cm ; h=20cm ; d=0.9h=18cm ; f_c=400MPa ; f_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	41.187	0.089	0	0.117	17.158	6.89	6T12	6.79	15
	y-y	16.022	0.034	0	0.043	17.690	2.60	4T12	4.52	25
Appuis	x-x	24.228	0.053	0	0.068	17.510	3.97	4T12	4.52	25
	y-y									

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile périphérique.

➤ **Espacement**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x-x: } S_t < \min(2e ; 25\text{cm}) = 15 \text{ cm.} \\ \text{sens y-y: } S_t < \min(3e ; 33\text{cm}) = 25 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

f- Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a : 12cm ≤ e ≤ 30cm.

$$\begin{cases} A_x \geq 3A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq 3A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{4}{6} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,867 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

En travée

Sur appuis

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,867 \text{ cm}^2 & \begin{cases} A_x = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,867 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,52 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases}$$

g- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 70.443 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 54,789 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 70.443 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{70.443 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,391 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

h- Vérification à L'ELS

Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,666 > 0,4$$

$$\delta_{\max} = G + Q = 33,32 + 4,903 = 38,223 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_{\min} = Q = 4,903 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_{\text{moy}} = \frac{3 \times \delta_{\max} + \delta_{\min}}{4} = 29,893 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{ser}} = \delta_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 29,893 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0792 ; \mu_y = 0,5351$$

$$M_x = \mu_x Q_{\text{ser}} L_x^2 = 37.880 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 20.269 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 32.198 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 17.228 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 18.94 \text{ kN.m}$$

a. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que:

Dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Dans l'acier : $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}; 201,63\right) = 201,63\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observer	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observer
Travée	x-x	32.198	5.12	21370.3	7.71 < 15	Vérifier	291.08 > 201,63	N. Vérifier
	y-y	17.228	4,31	15375.6	4.82 < 15	Vérifier	230.08 < 201,63	N. Vérifier
Appuis	x-x	18.94	4,31	15375.6	5,31 < 15	Vérifier	252.95 > 201,63	N. Vérifier
	y-y							

Tableau VIII.2: Vérification des contraintes à l'ELS.

N.B : la contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis, donc on augmente la section d'acier.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Le choix	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observer	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observer
Travée	x-x	32.198	8T14	6.24 < 15	Vérifier	165.28 < 201,63	Vérifier
	y-y	17.228	6T14	3.68 < 15	Vérifier	116.10 < 201,63	Vérifier
Appuis	x-x	18.94	6T14	4.05 < 15	Vérifier	127.63 < 201,63	Vérifier
	y-y						

Tableau VIII.3: Vérification des contraintes du nouveau choix.

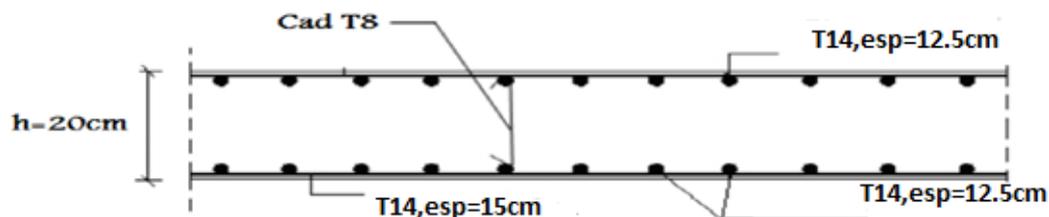


Figure VIII.3 : Ferrailage du voile périphérique.

VIII .2 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, nous devons prendre en considération :

- 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 d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

Semelle isolée

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité

Avec :
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation. S : Surface de la fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $a/b = A/B$

Alors :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} ; A = \sqrt{S} \Rightarrow$$

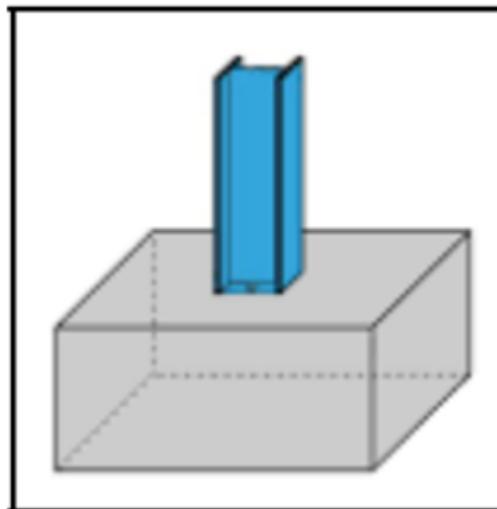


Figure VIII.4: Semelle isolé

Le rapport de sol de la commune Bab ezzouar, donne la valeur $\sigma_{sol} = 2.1 \text{ bar}$

D'après le logiciel Sap 2000 l'effort appliqué sur le poteau le plus sollicité est

$N = 3082.94 \text{ KN}$

Alors :
$$S \geq \frac{3589.86}{210} \Rightarrow 14.68 \text{ cm}^2 ; A = \sqrt{S} = \sqrt{14.68} = 3.83 \text{ m}$$

$\Rightarrow A = B = 3.83 \text{ m}$

La vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :

$$L_{min} \geq 1.5 \times B$$

Avec : L_{min} : Est l'entre axe minimum entre deux poteaux

$$L_{min} = 5.4 \text{ m} < 1.5 \times B = 1.5 \times 3.83 = 5.745 \text{ m}$$

⇒ $L_{\min} < 5.745\text{m}$ Condition non vérifiée

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes dans un seul sens.

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII.2.1 Semelles Filantes

a- Hypothèse de Calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b- Etapes de Calcul

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: $\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$: De chaque file de poteau

B (m) : Largeur de la semelle.

L (m) Longueur de la file considérée.

$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$ et $S = B \times L$

Avec : $L_{\min} = 5.4\text{m}$: Est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B (m): Largeur maximum de la semelle.

Le tableau suivant rassemble les résultats calculés

Files	N (KN)	L (m)	B (m)	B _{choisie} (m)	S (m ²)	Condition $L > 1.5 \times B_{\min}$
1	674.615	35.2	0.091	0.1	3.20	0.136
2	2518.77	35.2	0.34	0.35	11.97	0.51
3	2942.295	35.2	0.39	0.40	13.73	0.585
4	3589.86	35.2	0.42	0.45	14.78	0.63
5	2942.976	35.2	0.39	0.40	13.73	0.585
6	2554.262	35.2	0.35	0.35	12.32	0.525
7	761.153	35.2	0.10	0.10	3.52	0.15
A	546.079	33.6	0.07	0.10	2.35	0.105
B	3082.94	33.6	0.45	0.45	15.12	0.675
C	2549.53	33.6	0.36	0.40	12.10	0.54
D	2493.40	33.6	0.35	0.40	11.76	0.525
E	3012.06	33.6	0.43	0.45	14.45	0.645
F	433.00	33.6	0.06	0.10	2.02	0.09

Tableau VIII .4 : Sections des Semelles Filantes

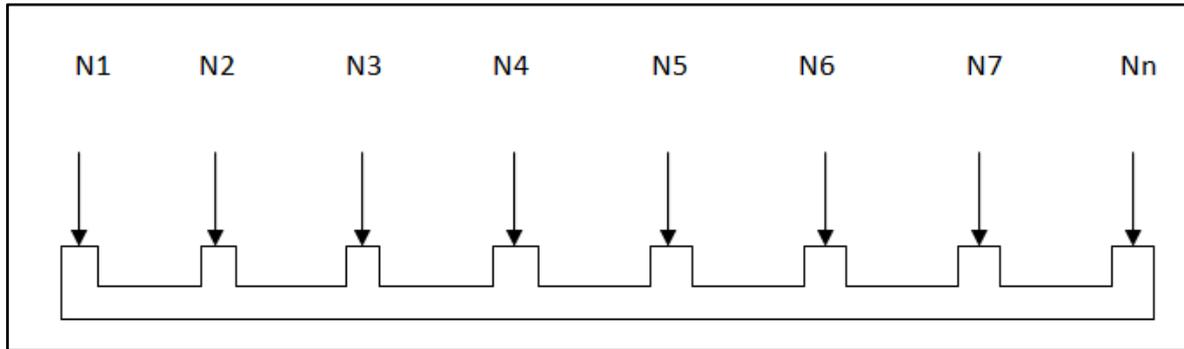


Figure VIII.5: Semelle Filante

C- Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$S_b = 1182.72 \text{ m}^2$; $S_{\text{nécessaire}} = 131.05 \text{ m}^2$; $\frac{S_s}{S_b} = \frac{131.05}{1182.72} = 11\% < 50\%$

Alors on adopte la semelle filante

Le calcul est basé sur la semelle la plus sollicitée, située dans le sens longitudinale dans la file deux (2), avec un effort appliqué qui vaut : $N = 3589,86 \text{ KN}$

d-Dimensionnement et ferrailage de la semelle filante

Calcul b_{SF}

$b_{SF} \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{3589,86}{35.2 \times 210} = 0.42 \Rightarrow b_{SF} \text{ choisie} = 1.2 \text{ m}$

Calcul h_{SF}

$h_{SF} \geq \frac{b_{SF} - b_{pot}}{4} + 0.05 = \frac{1.2 - 0.3}{4} + 0.05 = 0.275 \text{ m} \Rightarrow h_{SF} = 0.3 \text{ m}$

On utilise la méthode de bielles pour une longueur de 1 m linéaire :

$P_{ELU} = \frac{N_{ELU}}{L_{SF}} = \frac{35200.66}{35.2} \Rightarrow P_{ELU} = 1000.02 \text{ KN/m}$

$A_s = \frac{P_{ELU} \times (b_{SF} - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$ Avec : $d = 0.9 h = 0.36 \text{ m}$;

$A_s = \frac{1000.02 \times (1.2 - 0.3)}{8 \times 0.36 \times 347.82} \Rightarrow A_s = 8.98 \text{ cm}^2$

e- Hauteur de la nervure sur la file 2

On adopte un choix 8T 12 $A_s = 9.05 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 30 \text{ m}$

$h_N \geq \left(\frac{48KB l^4}{Eb \pi^4} \right)^{1/3}$

Pour la grande travée $l = 5.4 \text{ m}$: $h_N \geq 2.1 \text{ m} \longrightarrow$ choix $h_N = 2.5 \text{ m}$

f-Ferraillage max en travée et sur appuis de la nervure sur la file 2

$$q = p_{ELU} = 4041.35 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{1000.02 \times 5.4^2}{8} \Rightarrow M_0 = 3645.072 \text{ KN. m}$$

$$\text{sur appuis : } M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 8238.684 \Rightarrow M_a = 1822.54 \text{ KN / m}$$

$$\text{sur travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 8238.684 \Rightarrow M_t = 3098.31 \text{ KN / m}$$

L'organigramme de la flexion simple permet de calculer le ferraillage sur travées et sur appuis

1- Sur travée

$$\mu_\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.082 \Rightarrow \mu_u = 0.082 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Armature tendu seulement}$$

Calcul α

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_\mu}) = 0.107$$

Calcul Z

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 2429.96 \text{ mm}$$

Calcul A_s

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = 36.65 \text{ cm}^2$$

$$\mu_u = 0.082 > 0.03 \Rightarrow \text{pas de vérification de } A_{min}$$

On adopte un choix 12T 20 ($A_s = 37.7 \text{ cm}^2$) avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

2- Sur appuis

$$\mu_\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.062 \Rightarrow \mu_u = 0.062 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Armature tendu seulement}$$

Calcul α

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_\mu}) = 0.08$$

Calcul Z

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 2429.96 \text{ mm}$$

Calcul A_s

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = 27.22 \text{ cm}^2$$

$$\mu_u = 0.062 > 0.03 \Rightarrow \text{pas de vérification de } A_{min}$$

On adopte un choix 9T 20 ($A_s = 28.27 \text{ cm}^2$) avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

g- Ferrailage transversale

Calcul S_t (zone nodale)

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Pour zone sismique III (RPA Page 50)

$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A}{S_t} \geq \frac{T_{ELU}}{0.9 \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec : } T_{ELU} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = 2700.054 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{S_t \times T_{ELU}}{0.9 \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A \geq 3.55 \text{ cm}^2$$

On adopte un choix 5T 10 ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$)

Calcul S_t (zone courant)

$$A \geq \frac{S \times T}{0.9 \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A \geq 5.32 \text{ cm}^2$$

$S_t \leq \min(b/2; h/2; 10\phi) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$ Pour zone sismique III (RPA Page 50)

On adopte un choix 5T12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$)

VIII.3 Etude des Poteaux sous-sol

VIII.3.1 Vérification des poteaux sous-sol en charpente métallique

Les efforts internes depuis le logiciel Sap 2000 de poteaux de sous-sol

Combinaison	N_{SD}^{MAX} kN	$M_{SD, Y}^{COR}$	$M_{SD, Z}^{COR}$
1.35G+1.5Q	3589.86	0.964	36.746

Tableau VIII.5 : Sollicitation de poteau de RDC plus sollicité

a-Vérification a la résistance

Classe de la section $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

Vérification de la semelle : $\frac{C/2}{t_f} < 10 * \varepsilon \rightarrow \frac{150}{24} = 10,77 \leq 10$ semelle de classe 1

Vérification de la semelle : $\frac{d}{t_w} < 72 * \varepsilon \rightarrow \frac{298}{13.5} = 24,5 \leq 72$ semelle de classe 1

b-Vérification du déversement

On doit vérifier que

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

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT-0,2}) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / iz}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / iz}{h / tf} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

$C_1 = 1,132$; $K = 0,5$; $\beta_w = 1$; Longueur de pot $L = 4$ m

Application numérique :

$$\lambda_{LT} = 45,71$$

$$\varepsilon = 1 \quad ; \quad \varphi_{LT} = 0,683$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad ; \quad \chi_{LT} = 0,855$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,48 > 0,4 \Rightarrow \text{Il y'a un risque de déversement}$$

c- Vérification de flambement composée (avec risque de déversement)

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

✓ poteau HEB 400 sous-sol

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_{LT} \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,90$$

$\beta_{M,LT}$: Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M,LT} = 2,05$$

$$\mu_{LT} = 0,14 \leq 0,90$$

$$K_{LT} = 1,26 > 1 \text{ donc on prend } K_{LT} = 1$$

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

$$K_{Cz} = \frac{Iz}{H} = \frac{108020 \times 10^4}{4000} = 265,19 \text{ cm}^3$$

$$K_{B(IPE400)} = \frac{Iz}{L} = \frac{1318 \times 10^4}{5400} = 2,7 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fz} = 0.5 \cdot 4 = 200 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{200/7.4}{93.9} = 0.287 > 0.2 \Rightarrow \text{il y'a risque de flambement}$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.287 - 0.2) + 0.287^2] = 0.563$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.563 + \sqrt{0.563^2 - 0.287^2}} = 0.95 \leq 1$$

$$\mu_z = 0.287 (2 \cdot 2.05 - 4) + 0.53 = 0.559 \leq 0.90$$

$$K_z = 1 - \frac{0.559 \times 3589.86 \cdot 10^3}{0.95 \times 19780 \times 235} = 0.54 \leq 1.5$$

$$0.95 \cdot \frac{3589.86 \times 10^3}{1.1 \times 19780 \times 235} + \frac{1 \cdot (0.964 \times 10^6)}{1.1 \times 0.855 \cdot 3232000 \times 235} + \frac{0.54 \cdot (36.746 \times 10^6)}{1.1 \times 1104000 \times 235} = 0.985 \leq 1$$

VIII.3.2 Vérification des poteaux sous-sol mixte

Efforts et moments sollicitant le poteau

Cas 1	Effort max	N _{sd} (kN)	Moments correspondants	M _{z,sd} (kN.m)	M _{y,sd} (kN.m)
		3931,18		41,373	2,637

Tableau VIII.6 : Les efforts repris par le poteau

VIII 3.2.1. Vérification de la résistance du poteau contre la compression et la flexion combinées

a- Vérification du voilement

Notre poteau est bien enrobé par le béton ce qui élimine le risque du voilement donc la vérification n'est pas nécessaire.

b-Vérification du poteau vis-à-vis la compression axial

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq \chi_y N_{pl,rd}$ et $N_{sd} \leq \chi_z N_{pl,rd}$

Avec :

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$: Module d'élasticité efficace du béton pour le chargement à court terme.

$E_{cm} = 32000$: Module d'élasticité sécant de béton.

γ_c : 1,35

I_a, I_s et I_c : sont des moments d'inertie de flexion pour plan de flexion considéré de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$E_a, E_s = 2,1 \cdot 10^5 \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ Les modules d'élasticité pour l'acier de construction et pour l'armature.

f_y : Limite élastique de l'acier de construction.

f_{ck} : Résistance en compression de béton.

f_{sk} : Limite élastique de l'acier d'armature.

Formules	Applications numériques	Résultats
$A_a = \text{surface de profilée}$	$A_a = 131.4 \times 10^2$	$A = 13140 \text{mm}^2$
$A_s = 6\emptyset 14$	$A_s = 924$	$A_s = 924 \text{mm}^2$
$A_c = A - A_s - A_a$	$A_c = (450 \times 450) - 13140 - 924$	$A_c = 188436 \text{mm}^2$
$N_{pl,rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	$N_{pl,rd} = 13140 \frac{235}{1,1} + 188436 \times 0,85 \frac{25}{1,5} + 924 \frac{400}{1,15}$	$N_{pl,rd} = 5798,08 \text{kN}$
$N_{pl,R} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	$N_{pl,R} = 13140 \frac{235}{1} + 188436 \times 0,85 \frac{25}{1} + 924 \frac{400}{1}$	$N_{pl,R} = 7461,765 \text{kN}$
$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c^*}$	$E_{cd} = \frac{32000}{1,35}$	$E_{cd} = 23703,704 \text{MPa}$
Suivant y-y		
$I_{sy} = n_f \cdot n_s \times \frac{\pi d^4}{4} \times \left(\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi_A}{2} + \phi_t + c \right) \right)^2$	$I_{sy} = 2 \times 3 \times \frac{\pi \cdot 14^4}{4} \times \left(\frac{450}{2} - \left(\frac{14}{2} + 8 + 40 \right) \right)^2$	$I_{sy} = 26,69 \cdot 10^6 \text{mm}^4$
$I_{cy} = \frac{b_c h_c^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy})$	$I_{cy} = \frac{450^4}{12} - (19270 \times 10^4 + 26,69 \times 10^6)$	$I_{cy} = 3,25 \times 10^9$
$(EI)_{ey} = E_a \cdot I_{ay} + 0,8 E_{cd} \cdot I_{cy} + E_s \cdot I_{sy}$ $(EI)_{ey} = (2,1 \times 10^5 \times 19270 \times 10^4) + (0,8 \times 23703,704 \times 3,25 \times 10^9) + (2,1 \times 10^5 \times 26,69 \times 10^6)$ $(EI)_{ey} = 1,077 \cdot 10^{14} \text{MPa}$		
$N_{cry} = \frac{\pi^2 (EI)_{ey}}{L_{fl}^2}$	$N_{cry} = \frac{3,14^2 \times 1,07 \times 10^{14}}{0,5 \times 4000^2}$	$N_{cry} = 264011,92 \text{kN}$
$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cry}}}$	$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{7461,765}{264011,92}}$	$\bar{\lambda}_y = 0,168$
$\bar{\lambda}_y > 0,2$ Il ya un risque de flambement Donc on doit vérifier que $N_{Ed} \leq x \cdot N_{pl,rd}$		
On a $\frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 < 1,2$ et $t_f < 100 \Rightarrow$ courbe b $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$		
$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$	$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34(0,168 - 0,2) + 0,168^2]$	$\phi_y = 0,509$
$\chi_y = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$	$\chi_y = \frac{1}{0,509 + \sqrt{0,509^2 - 0,168^2}}$	$\chi_y = 1,0122$
$\chi_z \cdot N_{pl,rd}$	$1,012 \times 5798,08$	$\chi_z \cdot N_{pl,rd} = 5867,657 \text{kN}$
$N_{sd} < \chi_z \cdot N_{pl,rd}$ vérifiée		

Formules	Applications numériques	Résultats
Suivant z-z		
$I_{sz} = n_f \cdot n_s \times \frac{\pi \cdot d^4}{4} \times \left(\frac{h}{2} - \left(\frac{f_A}{2} + f_t + c \right) \right)^2$	$I_{sz} = 2 \times 2 \times \frac{\pi \cdot 14^4}{4} \times \left(\frac{450}{2} - \left(\frac{14}{2} + 8 + 40 \right) \right)^2$	$I_{sz} = 17,79 \cdot 10^6 \text{mm}^4$

$I_{cz} = \frac{b_c h_c^3}{12} - (I_{az} + I_{sz})$	$I_{cz} = \frac{450^4}{12} - (6595 \times 10^4 + 17,79 \times 10^6)$	$I_{cz} = 3,32 \cdot 10^9 \text{mm}^4$
$(EI)_{ez} = E_a \cdot I_{az} + 0,8 E_{cd} \cdot I_{cz} + E_s \cdot I_{sz}$ $(EI)_{ez} = (2,1 \times 10^5 \times 6595 \times 10^4) + (0,8 \times 23703,704 \times 3,32 \times 10^9) + (2,1 \times 10^5 \times 17,79 \times 10^6)$ $(EI)_{ez} = 8,24 \cdot 10^{13} \text{MPa}$		
$N_{crz} = \frac{\pi^2 (EI)_{ez}}{L_{fl}^2}$	$N_{crz} = \frac{3,14^2 \times 8,24 \times 10^{13}}{0,5 \times 4000^2}$	$N_{crz} = 203313,85 \text{kN}$
$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{crz}}}$	$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{7461,765}{203313,85}}$	$\bar{\lambda}_z = 0,192$
On a $\frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 < 1,2$ et $t_f < 100 \Rightarrow$ courbe c $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$		
$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$	$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34(0,192 - 0,2) + 0,192^2]$	$\phi_z = 0,517$
$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$	$\chi_z = \frac{1}{0,517 + \sqrt{0,517^2 - 0,192^2}}$	$\chi_z = 1,002$
$\chi_z \cdot N_{pl,rd}$	$1,002 \times 5798,08$	$\chi_z \cdot N_{pl,rd} = 5809,676 \text{kN}$
$N_{sd} < \chi_z \cdot N_{pl,rd} \dots \dots$ vérifiée		

Tableau VIII.7: Vérification du poteau vis-vis la compression axial

La position de l'axe neutre

a. Axe fort y-y

Formules	Applications numériques	Résultats
axe neutre dans la semelle si : $\frac{h}{2} - t_f \leq h_n \leq \frac{h}{2}$		
$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$	$f_{cd} = 0,85 \frac{25}{1,5}$	$f_{cd} = 14,17 \text{MPa}$
$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	$f_{sd} = \frac{400}{1,15}$	$f_{sd} = 347,82 \text{MPa}$
$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a}$	$f_{yd} = \frac{235}{1,1}$	$f_{yd} = 213,63 \text{MPa}$
$A'_s = 0$ il y'a pas d'armatures dans la zone $2h_n$		
$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A'_s (2f_{sd} - f_{cd}) + (b - t_w)(h - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2b(2f_{yd} - f_d)}$ $h_n = \frac{2668253,76 + (280 - 10,5)(280 - 2 \times 18)(2 \times 213,63 - 14,17)}{(2 \times 450 \times 14,17) + (2 \times 280)(2 \times 213,63 - 14,17)}$ $h_n = 122,22 \text{mm}$		

	$122 \leq h_n \leq 140$	
$h_n \leq \frac{h}{2} - t_f$ axe neutre dans l'âme		
$W_{pany} = t_w \cdot h_n^2$	$W_{pany} = 10,5 \times 122,22^2$	$W_{pany} = 171,325 \cdot 10^3 \text{mm}^3$
$W_{psn} = 0$ il y'a pas d'armatures dans la zone $2h_n$		
$W_{pcny} = b_c h_n^2 - W_{psny} - W_{pany}$	$W_{pcny} = 122,22^2 - 171325$	$W_{pcny} = 65,5 \cdot 10^5 \text{mm}^3$
$W_{ps(y)} = n_f \left[n_s \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \left(\frac{h}{2} - c - f_t - \frac{f_l}{2} \right) \right]$ $W_{ps(y)} = 2 \left[3 \times \frac{\pi \cdot 14^2}{4} \left(\frac{450}{2} - 40 - 8 - 7 \right) \right]$ $W_{psy} = 157,016 \cdot 10^3 \text{mm}^3$		
$W_{pcy} = \frac{b_c h_n^2}{4} - W_{psy} - W_{pay}$	$W_{pcy} = \frac{450^3}{4} - 157,016 \cdot 10^3 - 1534 \cdot 10^3$	$W_{pcy} = 210,9 \cdot 10^5 \text{mm}^3$
$M_{plrdy} = \left[W_{pa} - W_{pan} \right] \frac{f_y}{\gamma_a} + \left[W_{pc} - W_{pcn} \right] \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{2\gamma_c} + \left[W_{ps} - W_{psn} \right] \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$ $M_{plrdy} = \left[1534 \cdot 10^3 - 171,325 \cdot 10^3 \right] \times \frac{235}{1,1} + \left[21,09 \cdot 10^6 - 6,55 \cdot 10^6 \right] \times \frac{0,85 \times 25}{2 \times 1,5}$ $+ \left[157,016 \cdot 10^3 - 0 \right] \times \frac{400}{1,15}$ $M_{pl,rdy} = 448,723 \text{kN} \cdot \text{m}$		

Tableau VIII.8: Position de l'axe neutre suivant y-y

b-Autour de l'axe faible z-z

Formules	Applications numériques	Résultats
axe neutre dans la semelle si : $\frac{b}{2} \leq h_n \leq \frac{t_w}{2}$		
$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$	$f_{cd} = 0,85 \frac{25}{1,5}$	$f_{cd} = 14,17 \text{MPa}$
$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	$f_{sd} = \frac{400}{1,15}$	$f_{sd} = 347,82 \text{MPa}$
$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a}$	$f_{yd} = \frac{235}{1,1}$	$f_{yd} = 213,63 \text{MPa}$
$A'_s = 0$ il y'a pas d'armatures dans la zone $2h_n$		

$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A'_s (2f_{sd} - f_{cd}) + t_w (2t_f - h) (2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 4t_f (2f_{yd} - f_{cd})}$ $h_n = \frac{(188436 \times 14,17) + 10,5(2 \times 18 - 280)(2 \times 213,63 - 14,17)}{(2 \times 450 \times 14,17) + (4 \times 18)(2 \times 213,63 - 14,17)}$ $h_n = 37,92\text{mm}$		
$\frac{b}{2}$	$\frac{280}{2}$	$\frac{b}{2} = 140\text{mm}$
$\frac{t_w}{2}$	$\frac{10,5}{2}$	$\frac{t_w}{2} = 5,25\text{mm}$
$\frac{b}{2} \leq h_n \leq \frac{t_w}{2}$ axe neutre dans la semelle		
$W_{panz} = 2t_f h_n^2 + \frac{(h-2t_f)}{4} \times t_w^2$	$W_{panz} = 2 \times 18 \times 37,92^2 + \frac{(280-2 \times 18)}{4} \times 10,5^2$	$W_{panz} = 58490,6\text{mm}^3$
$W_{psn} = 0$ il y'a pas d'armatures dans la zone $2h_n$		
$W_{pcnz} = h_c h_n^2 - W_{psnz} - W_{panz}$	$W_{pcnz} = 450 \times 37,92^2 - 58490,6$	$W_{pcnz} = 588576,28\text{mm}^3$
$W_{ps(z)} = n_f \left[n_s \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \left(\frac{h}{2} - c - f_t - \frac{f_l}{2} \right) \right]$ $W_{ps(z)} = 2 \left[3 \times \frac{\pi \cdot 14^2}{4} \left(\frac{450}{2} - 40 - 8 - 7 \right) \right]$ $W_{psz} = 157,016 \cdot 10^3 \text{mm}^3$		
$W_{pcz} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{psz} - W_{paz}$	$W_{pcz} = \frac{450^3}{4} - 157016 - 717600$	$W_{pcz} = 219,1 \cdot 10^5 \text{mm}^3$
$M_{plrdz} = \left[W_{pa} - W_{pan} \right] \frac{f_y}{\gamma_a} + \left[W_{pc} - W_{pcn} \right] \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{2\gamma_c} + \left[W_{ps} - W_{psn} \right] \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$ $M_{plrdz} = \left[717,6 \cdot 10^3 - 584,90 \cdot 10^3 \right] \times \frac{235}{1,1} + \left[21,91 \cdot 10^6 - 5,88 \cdot 10^5 \right] \times \frac{0,85 \times 25}{2 \times 1,5}$ $+ \left[157,016 \cdot 10^3 - 0 \right] \times \frac{400}{1,15}$ $M_{plrdz} = 346,45 \text{kN.m}$		

Tableau VIII.9 : Position de l'axe neutre suivant z-z

VIII 3.2.2 Vérification de la résistance du poteau contre la compression combinée et la flexion bi-axiale

Il faut vérifier que : $M_{y,sd} \leq 0,9 \mu_y \cdot M_{pl,rdy}$ et $M_{z,sd} \leq 0,9 \mu_z \cdot M_{pl,rdz}$

Et $\frac{M_{y,sd}}{\mu_y \cdot M_{pl,rdy}} + \frac{M_{z,sd}}{\mu_z \cdot M_{pl,rdz}} \leq 1,0$

Formules	Applications numériques	Résultats
$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	$f_{cd} = 0,85 \frac{25}{1,5}$	$f_{cd} = 14,17\text{MPa}$
$N_c = A_c f_{cd}$	$N_c = 188436 \times 14,17$	$N_c = 2669510\text{kN}$
$\chi_c = \frac{N_c}{N_{pl,rd}}$	$\chi_c = \frac{2669510}{5798,08}$	$\chi_c = 0,460$
$\chi_d = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}$	$\chi_d = \frac{3931,18}{5798,08}$	$\chi_d = 0,678$
$\chi_d > \chi_c$		
$\mu_y = \frac{(\chi_y - \chi_d)}{(1 - \chi_c)\chi_y}$	$\mu_y = \frac{(1,012 - 0,678)}{(1 - 0,46) \times 0,1012}$	$\mu_y = 0,611$
$\mu_z = \frac{(\chi_z - \chi_d)}{(1 - \chi_c)\chi_z}$	$\mu_z = \frac{(1,002 - 0,678)}{(1 - 0,46) \times 1,002}$	$\mu_z = 0,598$

Les tableaux suivants illustres les résultats de la vérification des poteaux

HEB280 450*450	$\chi_y \cdot N_{pl,rd}$	$\chi_z \cdot N_{pl,rd}$	N_{sd}	$0,9 \mu_y \cdot M_{pl,y}$	$M_{y,sd}$	$0,9 \mu_z \cdot M_{pl,z}$	$M_{z,sd}$	$\frac{M_{y,sd}}{\mu_y \cdot M_{pl,rdy}} + \frac{M_{z,sd}}{\mu_z \cdot M_{pl,rdz}}$
N_{sd}^{max}	3986.31	3939.04	3931,18	46,75	41,373	186.45	2,637	0,66 < 1
vérifications	Oui			Oui		Oui		Oui

Tableau VIII.10 : Les efforts repris par le poteau du sous-sol

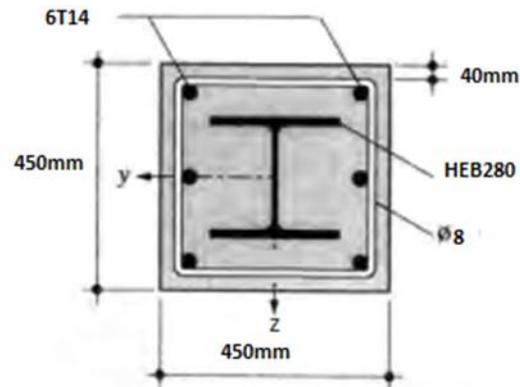


Figure VIII.6: Poteau mixte sous-sol

Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié le voile périphérique, et on a opté un ferrailage sur travée de 8T14 sur le sens X et 6T14 sur le sens Y, et sur appuis 6T14 sur les deux sens.

Les fondations, à cause des chevauchements des semelles on a passé à l'étude des semelles filantes qui en été ferrillés avec 8T12 sur la nervure et 12T20 sur travée, 9T20 sur appuis, et pour le ferrailage transversale de la zone nodale 5T10 et zone courante 5T12.

Des poteaux HEB400 pour le sous-sol pour la construction en charpente métallique, Et HEB280 (450×450) pour la construction mixte.

IX Estimation du coût

Nous avons fait l'étude et le dimensionnement de notre structure en charpente métallique pour la comparée avec la structure mixte selon l'aspect économique.

Pour faire la comparaison, nous avons calculé le devis estimatif relatif à chaque type de structure.

IX.1 Devis estimatif et quantitatif de la structure en charpente métallique

IX.1.1 L'ossature

Eléments	Profile	Poids (kg/ml)	Longueur (m)	Poids Total (kg)
Poteaux	HEB400	155	856.64	132779.2
Poutres et Solives	IPE 400	66.3	1626.6	107843.58
	IPE 300	42.2	1296	54691.2
	IPE 160	15.8	4758	75176.4
				370490.38

Tableau IX.1 : Poids de l'ossature en charpente métallique

Poids de la structure (kg)	Platine + Gousset... (30% Poids de la structure)(kg)	Poids total de la structure (kg)	Prix unitaire HT (DA / kg)	Prix total HT(DA)
370490.38	111147,114	481637.494	150,00	72245624.1

Tableau IX.2 : Estimation du coût de l'ossature

IX.1.2 Plancher en TN 40 Dalle pleine

Niveau	Surface des dalles (m²)	P.U de TN40 HT / m²	P.U Béton HT/m³	P.T TN 40 HT (DA)	P.T Béton HT (DA)	P.T du Plancher HT (DA)
Sous sol	1040.336	744,40	24 000,00	4950462.477	23940979.20	28891441.68
RDC	1040.336					
1	1113.6					
2	432					
3	432					
4	432					
5	432					
6	432					
7	432					
8	432					
9	432					
	6650.272					

Tableau IX.3 : Estimation du coût de plancher

IX.1.3 Voiles (noyau central)

Type	Quantité (m ³)	P.UHT (DA)	P.THT (DA)
voiles	289.510	44 000	12738457.6
Voiles périphériques	110.08	44 000	4843520.00
			17581977.6

Tableau IX.4 : Estimation de coût de noyau central

IX.1.4 Coût total de la structure en charpente métallique

Coût Total de l'ossature HT(DA)	Coût Total des planchers HT(DA)	Coût Total des voiles HT(DA)	Coût Total de la Structure HT(DA)
72245624.1	28891441.68	17581977.6	118719043.4

Tableau IX.5 : Coût total de la structure

IX.2 Devis estimatif et quantitatif de la structure mixte

IX.2.1 L'ossature

Eléments	Profile	Poids (kg/m)	Longueur (m)	Poids Total (kg)
Poteaux	HEB280	103	856.64	88233.92
Poutres et Solives	IPE 400	66.3	1626.6	107843.58
	IPE 300	42.2	1296	54691.2
	IPE 160	15.8	4758	75176.4
				325945.1

Tableau IX.6 : Poids de l'ossature mixte

Étage	N° poteaux	Section (cm)	Quantité (m ³)	P.U HT (DA)	P.T HT (DA)
Tous les étages	36	45x45	183.122	44 000,00	8057350.4

Tableau IX.7 : Coût du béton des poteaux mixte

Poids de la structure (kg)	Platine + Gousset... (30% Poids de la structure)(kg)	Poids total de la structure (kg)	Prix unitaire HT (DA / kg)	Prix total HT(DA)
325945.1	97783.53	423728.63	150,00	63559294.5

Tableau IX.8 : Estimation du coût de l'ossature mixte

IX.3 Coût total de la structure mixte

Coût Total de l'ossature HT(DA)	Coût Total des planchers HT(DA)	Coût Total des voiles HT(DA)	Coût Total de la Structure HT(DA)
63559294.5	28891441.68	17581977.6	110032713.8

Tableau IX.9 : Coût total de la structure

Comparaison des coûts

Tout calcul fait, nous avons obtenu :

- coût de la structure en charpente métallique **118719043.4DA**
- coût de la construction mixte **110032713.8 DA**

Conclusion

De ce fait, il ressort que la construction mixte offre un coût avantageux vis-à-vis de la structure en charpente métallique.

Dans notre cas, la différence est estimée à 7.31% ; ce qui représente un chiffre important.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents tels que **SAP2000, SOCOTEC, ROBOT, Excel** permet de minimiser les erreurs de calcul manuel et de gagner le temps de l'étude ainsi que le logiciel de conception **AutoCAD**, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Après finalisation de notre étude quelques points nous semblent importants à citer à savoir :

- Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre pour le choix et le dimensionnement des éléments du bâtiment, cette dernière doit être économique et stable.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans la construction, ce qui a rendu l'étude dynamique une étape primordiale, en effet lors de cette étape des modifications peuvent être apportées au système par conséquent, les résultats déduits de l'étape du pré-dimensionnement ne sont que temporaires.
- Après avoir dimensionné les éléments structuraux sur la base des règles de l'Eurocode, la vérification a été faite à l'aide des combinaisons sismiques, et des charges verticales. Les combinaisons sont faites sur la base des règlements en vigueur.
- L'assemblage boulonné est le mode utilisé. Ce dernier présente en générale l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.
- La comparaison entre les deux systèmes constructifs, en charpente métallique et mixte, nous a mené à conclure que le système le plus convenable est le système mixte, puisqu'il offre une bonne réduction des coûts.

Enfin, ce projet nous a été très bénéfique, au regard de l'importance des acquis retenus, pour notre future vie professionnelle.

Références bibliographiques

Documents techniques

- [1] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2.2 ; CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie) (1988)
- [2] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie)
- [3] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ».Le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie)
- [4] : Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV version 2013, ENERIB, (Algérie)
- [5] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » C.G.S.
- [6] : Calcul des structures métalliques selon L'EUROCODE 3. Jean Morel.
- [7] EUROCODE4 ; Calcul des structures mixtes acier-béton, Éditions : EYROLLES, Paris,

Cours

- Mr. MENNADI, Cours charpente métallique 1 et 2 (4^{ème} année).
- M^{me}. BOULKHYOUT, Cours charpente métallique 1 et 2 (3^{ème} année).
- Mr. ZAHAF, Cours charpente mixte 1 et 2 (4^{ème} année).
- Mr. BARAKA abdelhak , Cours en charpente métallique I .Selon le règlement Algérien C.C.M.97 et L'Eurocode 3 .

Mémoires

- BOUSSEKINE.A, ELAIRECH.A, Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+7) +sous-sol, Université SAAD DAHLEB 1, (Algérie) (2019)
- MANSOURI. B, Etude d'un bâtiment métallique (R+4 et R+2) . Université SAAD DAHLEB 1, (Algérie) (2018)
- ALILI.Y, BENSALAH.B, Etude d'un bâtiment métallique (R+6 et R+3), Université SAAD DAHLAB 1, (Algérie) (2019)

Assemblages poteau HEB400-poteau HEB400

GEOMETRIE

COTE GAUCHE

POUTRE

Profilé:	HEB 400		
$\alpha =$	-165.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{tbl} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tbl} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	197.78	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	57680.50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235.00	[MPa]	Résistance

COTE DROITE

POUTRE

Profilé:	HEB 400		
$\alpha =$	15.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{tbr} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tbr} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	197.78	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	57680.50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235.00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR	10.9		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	261.79	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	25	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	110;110;110;110	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	500	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{ypr} =$	235.00	[MPa]	Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	8	[mm]	Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1.00		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.10		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	21.69	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	10.41	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	2010.26	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$A_b =$	197.78	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	4647.83	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	69.98	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	949.47	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0.01 < 1.00	vérifié (0.01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	3231.74	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	759.46	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	3231.74	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	759.46	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$n =$	0.43		Rapport de l'effort axial à la résistance de la section	EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]
$a =$	0.27		Rapport de l'aire de la section de l'âme à l'aire totale	EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]
$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5 a)$				
$M_{Nb,Rd} =$	498.80	[kN*m]	Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	759.46	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	376	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	2019.84	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	23	16	115	25	74	100	83	83	83	-	-	-	-
2	23	-	115	-	110	142	209	142	209	181	147	147	147
3	23	-	115	-	110	142	234	142	234	220	110	110	110
4	23	-	115	-	110	142	205	142	205	181	143	143	143
5	23	6	115	35	54	37	68	37	68	-	-	-	-

m	-	Distance du boulon de l'âme
m _x	-	Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur
e _x	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	-	Entraxe des boulons
l _{eff,cp}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l _{eff,2}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l _{eff,cp,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l _{eff,2,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 261.79$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 363.27$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ - résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ - résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ - résistance de la platine fléchie à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ - résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4], [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5], [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	398.96	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 398.96$	398.96	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 726.54$	726.54	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	450.36	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 483.84$	483.84	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 450.36$	450.36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726.54$	726.54	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	363.85	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 507.34$	507.34	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 450.36$	450.36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726.54$	726.54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 819.05 - 450.36$	368.69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 814.21 - 450.36$	363.85	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 819.05 - 450.36$	368.69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 814.21 - 450.36$	363.85	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
---	-------------------------------	------------------

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	427.52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 480.07$	480.07	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 450.36$	450.36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726.54$	726.54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 815.27 - 363.85$	451.42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 801.25 - 363.85$	437.39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1241.73 - 814.21$	427.52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1266.48 - 814.21$	452.27	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	523.58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 523.58$	523.58	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 726.54$	726.54	Boulons au cisaillement/poinçonnement

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{ij,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	413	398.96	-	-	398.96	-	523.58	726.54
2	303	450.36	-	-	483.84	450.36	523.58	726.54
3	193	363.85	-	-	507.34	450.36	523.58	726.54
4	83	427.52	-	-	480.07	450.36	523.58	726.54
5	-27	523.58	-	-	523.58	-	523.58	726.54

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{ij,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 2164.28 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.93 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.93)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	398.96	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 398.96$	398.96	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 726.54$	726.54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 2019.84$	2019.84	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	450.36	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 483.84$	483.84	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 450.36$	450.36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726.54$	726.54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2019.84 - 398.96$	1620.87	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	363.85	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 507.34$	507.34	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 450.36$	450.36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726.54$	726.54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2019.84 - 849.32$	1170.52	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 819.05 - 450.36$	368.69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 814.21 - 450.36$	363.85	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 819.05 - 450.36$	368.69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 814.21 - 450.36$	363.85	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	427.52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 480.07$	480.07	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 450.36$	450.36	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726.54$	726.54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2019.84 - 1213.17$	806.66	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 815.27 - 363.85$	451.42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 801.25 - 363.85$	437.39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1241.73 - 814.21$	427.52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1266.48 - 814.21$	452.27	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	413	398.96	-	-	398.96	-	523.58	726.54
2	303	450.36	-	-	483.84	450.36	523.58	726.54
3	193	363.85	-	-	507.34	450.36	523.58	726.54
4	83	427.52	-	-	480.07	450.36	523.58	726.54
5	-27	-	-	-	523.58	-	523.58	726.54

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 406.94 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.05 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0.98 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.98)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.97 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 59.56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 261.79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 306.21 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 106.32 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	398.96	370.57	398.96	21.26	391.84	55.44
2	450.36	418.31	450.36	24.00	442.31	47.24
3	363.85	337.96	363.85	19.39	357.35	61.05
4	427.52	397.10	427.52	22.79	419.88	50.88
5	523.58	486.32	0.00	0.00	486.32	40.09

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min}(\eta_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 254.70 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0.04 < 1.00$ **vérifié** (0.04)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	119.32	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	89.52	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	29.80	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	34469.03	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	177.55	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	175.11	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	3.49	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	355.11	<	365.00	vérifié (0.97)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	350.26	<	365.00	vérifié (0.96)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	177.55	<	262.80	vérifié (0.68)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop faible. 25 [mm] < 29 [mm]
 Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 28 [mm] < 29 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.98

Assemblage poutre IPE400-solive IPE160

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé:			IPE 400
$\alpha =$	-90.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_g =$	400	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} =$	180	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	21	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	84.46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	23128.40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau:	ACIER		
$f_{yg} =$	235.00	[MPa]	Résistance de calcul

$f_{yg} =$	235.00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ug} =$	365.00	[MPa]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 160		
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	160	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	82	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	9	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	20.09	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	869.29	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235.00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	365.00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	15	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	15	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	40	[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
$l_k =$	100	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER		
$f_{yk} =$	235.00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365.00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.6		Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1.15	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1.54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	500.00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	15	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	70	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.6		Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm]	Diamètre du trou de boulon

Classe =	5.6		Classe du boulon
$A_s =$	1.15	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1.54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	500.00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	15	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	70	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas:		Calculs manuels
$N_{b,Ed} =$	0.00	[kN] Effort axial
$V_{b,Ed} =$	60.90	[kN] Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0.00	[kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	36.95	[kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	41.40	[kN] Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x			
$k_{1x} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2.50 > 0.00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	1.00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		1.00 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd1x} =$	87.89	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2.50 > 0.00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	1.00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		1.00 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	87.89	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
$k_{1x} =$	1.10	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		1.10 > 0.00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0.89	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0.89 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	39.97	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2.50 > 0.00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0.33	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0.33 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	34.07	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 43$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$M_0 = 1.2$ [kN* 9 m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 15.23$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 18.49$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 18.49$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 15.23$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 36.95$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} = 34.07$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 18.49 < 36.95$	vérifié (0.50)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 15.23 < 34.07$	vérifié (0.45)

Traction des boulons

$e = 44$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 1.3$ [kN* 5 m]	Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{t,Ed} = 19.27$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		$19.27 < 41.40$	vérifié (0.47)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 23.95$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$		$0.98 < 1.00$	vérifié (0.98)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 73.89$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement		$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	--	---

Pression du boulon sur la 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
$\alpha_{bx} = 0.89$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0.89 > 0.00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 45.42$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	---	--	---

Direction z

$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$		$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$		$1.00 > 0.00$	vérifié

$F_{b,Rd1z} = 51.10$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	---	--	---

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 1.10$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$		$1.10 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0.89$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0.89 > 0.00$	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 79.94$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0.33$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.33 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 68.13$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 44$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 2.7$ [kN* 0 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 30.$ 45 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 38.$ 54 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 38.$ 54 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 30.$ 45 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 45.$ 42 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 51.$ 10 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 38.54 < 45.42$	vérifié (0.85)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 30.45 < 51.10$	vérifié (0.60)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

CORNIERE

$A_{nt} = 5.25$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 6.25$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 161.4$ 5 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 30.45 < 161.45$	vérifié (0.19)

POUTRE

$A_{nt} = 1.62$ [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	
$V_{effRd} = 76.30$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 60.90 < 76.30$	vérifié (0.80)

REMARQUES

Longueur du grugeage de la poutre trop faible	40 [mm] < 86 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale supérieure de la cornière trop faible	15 [mm] < 18 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale inférieure de la cornière trop faible	15 [mm] < 18 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière sur la poutre principale trop faible	15 [mm] < 18 [mm]
Pince boulon-extrémité inférieure de la cornière sur la poutre principale trop faible	15 [mm] < 18 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.98

Assemblage poteau HEB400-poutre secondaire IPE300

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEB 400		
$\alpha =$	-90.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	400	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{rc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	197.78	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	57680.50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER		
$f_{yc} =$	235.00	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:	IPE 300		
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	300	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	150	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	53.81	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	8356.11	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235.00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	12	[mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR	8.8		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	54.43	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90	[mm]	
Entraxe $p_i =$	95; 95; 95	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	400	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	160	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235.00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1.10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: Calculs manuels

$V_{b1,Ed} = 89.27$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****CISAILLEMENT**

$A_{vb} = 25.68$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 348.42$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.26 < 1.00$ **vérifié** (0.26)

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 0.00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0.00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 0.00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0.00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 272$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 0.00$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 69.98$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 69.98$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vs} =$	69.98 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	292 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	10.15 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1.13 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1.13 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} =$	$0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		[6.2.6.1]
$V_{wp,Rd} =$	931.78 [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0.00 < 1.00	vérifié	(0.00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v =$	0.60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0.96	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	12.15 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	54.43 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	175.20 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	175.20 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} = n_h \text{Min}(F_{v,Rd} , F_{b,Rd,ext}) + n_h n_v - 1 \text{Min}(F_{v,Rd} , F_{b,Rd,int})$			[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} =$	97.16 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0.92 < 1.00	vérifié	(0.92)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	69.32 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	44.46 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	24.86 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	10720.70 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	0.00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	0.00 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	35.91 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	0.00 < 365.00	vérifié	(0.00)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	62.20 < 365.00	vérifié	(0.17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	0.00 < 262.80	vérifié	(0.00)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Pas d'efforts axiaux ou de moments dans l'assemblage. Dans ce cas, le logiciel ne calcule pas de rigidités d'assemblage.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULONS EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.92

Assemblage poteau HEB 400_ poutre principale IPE 400

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEB 400		
$\alpha =$	-90.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	400	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	197.78	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	57680.50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER		
$f_{yc} =$	235.00	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:	IPE 400		
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84.46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128.40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235.00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR	10.9		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	165.89	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	25	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	95	[mm]	
Entraxe $p_i =$	150;150	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	465	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	15	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235.00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	180	[mm]	Largeur de la platine
---------	-----	------	-----------------------

$w_d =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER			
$f_{ybu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER			
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER			
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	86.72	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	192.00	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	56.69	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	769.17	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0.25 < 1.00	vérifié	(0.25)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1307.15	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				

$M_{b,pl,Rd} = 307.18$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2152.98$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 505.95$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 505.95$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 522$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 968.86$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0.0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 25.0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 242$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 42.69$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0.87$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 62.05$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1.00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 917.25$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 331$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1.03$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0.78$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 719.24$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 1057.50$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 719.24$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 86.72$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0.00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 0.00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0.00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 444$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 195.33$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 69.98$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 69.98$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 427$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 10.15$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 1.13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 1.13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 907.36$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0.22 < 1.00$ **vérifié** (0.22)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$t_{wc} =$	14	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	330	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	69.98	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.81		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0.00	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1.00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19.23	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	1298.69	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wc} =$	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0.72		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1.00		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3.36		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1.00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	1298.49	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	1298.49	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	19	-	103	-	150	120	222	120	222	210	194	194	194
2	19	-	103	-	150	120	205	120	205	300	150	150	150
3	19	-	103	-	150	120	176	120	176	210	149	149	149

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	38	-	43	-	150	236	434	236	434	268	408	268	408
2	38	-	43	-	150	236	203	203	203	300	150	150	150
3	38	-	43	-	150	236	203	203	203	268	177	177	177

m	-	Distance du boulon de l'âme
m _x	-	Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur
e _x	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	-	Entraxe des boulons
l _{eff,cp}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l _{eff,2}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l _{eff,cp,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l _{eff,2,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} =$	165.89	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} =$	222.91	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$			- résistance de la semelle du poteau à la flexion	
$F_{t,wc,Rd}$			- résistance de l'âme du poteau à la traction	
$F_{t,ep,Rd}$			- résistance de la platine fléchée à la flexion	
$F_{t,wb,Rd}$			- résistance de l'âme à la traction	
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$				[6.2.6.4], [Tab.6.2]

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	319.60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 331.78$	331.78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 369.02$	369.02	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 319.60$	319.60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 476.73$	476.73	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 445.83$	445.83	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 907.36$	907.36	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1298.49$	1298.49	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 968.86$	968.86	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 719.24$	719.24	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	216.90	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 331.78$	331.78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 369.02$	369.02	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 243.31$	243.31	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 410.86$	410.86	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 445.83$	445.83	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 907.36 - 319.60$	587.76	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1298.49 - 319.60$	978.89	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 968.86 - 319.60$	649.26	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 719.24 - 319.60$	399.64	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 663.55 - 319.60$	343.95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 870.54 - 319.60$	550.94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 536.50 - 319.60$	216.90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1126.97 - 319.60$	807.37	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	182.74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 331.78$	331.78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 369.02$	369.02	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 243.31$	243.31	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 410.86$	410.86	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 445.83$	445.83	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 907.36 - 536.50$	370.85	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1298.49 - 536.50$	761.99	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 968.86 - 536.50$	432.35	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 719.24 - 536.50$	182.74	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 663.55 - 216.90$	446.65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 792.55 - 216.90$	575.65	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 995.33 - 536.50$	458.83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1060.47 - 536.50$	523.96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 460.05 - 216.90$	243.14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 660.16 - 216.90$	443.25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 771.01 - 536.50$	234.51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1483.98 - 536.50$	947.48	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 134.85 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 128.72 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	519	319.60	331.78	369.02	319.60	476.73	331.78	445.83
2	369	216.90	331.78	369.02	243.31	410.86	331.78	445.83
3	219	128.72	331.78	369.02	243.31	410.86	331.78	445.83

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 274.08 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{i,Rd} \leq 1,0 \quad 0.32 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.32)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.99 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 38.38 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 165.89 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 197.10 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 82.13 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	331.78	0.00	319.60	101.12	101.12	60.06
2	331.78	0.00	216.90	68.63	68.63	65.43
3	331.78	0.00	128.72	40.73	40.73	70.04

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 195.52 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{i,Rd} \leq 1,0 \quad 0.98 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.98)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 110.56 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 65.66 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 44.89 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 39503.94 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 41.72 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -39.30 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 42.77 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0.80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 83.44 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.23)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 108.00 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.30)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 41.72 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.16)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	63	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	18.15	747.84
1	519	3	213	14	2	8.77	455.27
2	369	3	213	9	2	5.82	214.77
3	219	3	213	10	2	3.55	77.79

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 412 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 69.98 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1.00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 412 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 93346.93 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1.00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 93346.93 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 64759.52 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4047.47 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULONS EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.	4 [mm] < 9 [mm]
Hauteur de la platine trop faible.	524 [mm] > 465 [mm]
Pince du boulon trop grande.	140 [mm] > 100 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.98

Assemblage pied de poteau HEB 400**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: HEB 400

$L_c =$	2.07	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	400	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	197.78	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	57680.50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER		
$f_{yc} =$	235.00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	800	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	700	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	10	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ypd} =$	235.00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8	Classe de tiges d'ancrage		
$f_{yb} =$	640.00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	900.00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	12	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	0.84	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1.13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	600	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	200	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	550	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]

Plaque d'ancrage

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$f_y =$	235.00	[MPa]	Résistance

Platine

$l_{wd} =$	50	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	20	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:	HEB 400		
$l_w =$	100	[mm]	Longueur
Matériau:	ACIER		
$f_{yw} =$	235.00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$l_s =$	800	[mm]	Longueur
$h_s =$	400	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1.50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1000	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1000	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} =$	25.00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
------------	-------	-------	---

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12.00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0.30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	8	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	8	[mm]	Bêche
$a_s =$	6	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-3060.75	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-28.98	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-35.50	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	16.67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	14.85	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	23	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	70	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	346	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	241.94	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	2098.14	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$A_{c1} =$	2098.14	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0.67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$			
$f_{jd} = 32.72$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 1592.30$	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 503.38$	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 5210.06$	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 1647.08$	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1.00$		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 9631.74$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 2263.46$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{r,y} = 491$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{r,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 4614.21$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 5210.06$	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} = 1647.08$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		0.59 < 1.00	vérifié	(0.59)
$e_y = 12$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 245$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 300$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 36.48$	[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)		0.97 < 1.00	vérifié	(0.97)

CISAILLEMENT**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 3.57$		Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1.00$		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2.50$		Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} = 87.60$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0.25$		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 1.13$	[cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 900.00$	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1.25$		Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} = 20.19$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2.00$		Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0.16$	[kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 41$	[mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1.20$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$			
$F_{v,Rd,sm} = 6.62$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 111.37$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2.00$		Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2.16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			

$F_{v,Rd,cp} = 103.12$	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
ECRASUREMENT DU BORD DU BETON			
Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$			
$V_{Rk,c,y}^0 = 331.6$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,y} = 0.44$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4.]
$\Psi_{h,V,y} = 1.00$		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y} = 0.83$		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y} = 1.00$		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y} = 1.00$		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y} = 1.00$		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \Psi_{A,V,y} \cdot \Psi_{h,V,y} \cdot \Psi_{s,V,y} \cdot \Psi_{ec,V,y} \cdot \Psi_{\alpha,V,y} \cdot \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y} = 56.87$	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
GLISSEMENT DE LA SEMELLE			
$C_{f,d} = 0.30$		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 3060.75$	[kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} = 918.23$	[kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON			
$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,y} = 933.33$	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
CONTROLE DU CISAILLEMENT			
$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 1891.28$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} \leq 1,0$		$0.02 < 1.00$	vérifié (0.02)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 41.99$	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 419.89$	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 145$	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 21301.72$	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 26.64$	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 52.20$	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 52.49$	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 94.73$	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_q, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0.40 < 1.00$	vérifié (0.40)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 51.12$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 51.12$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -3.09$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 0.00$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0.85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		$0.19 < 1.00$	vérifié (0.19)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0.30 < 1.00$	vérifié (0.30)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0.29 < 1.00$	vérifié (0.29)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0.00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0.00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	174.95	[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)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.88 < 1.00	vérifié (0.88)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	123.71	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	123.71	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	82.10	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	285.38	[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)			0.83 < 1.00	vérifié (0.83)

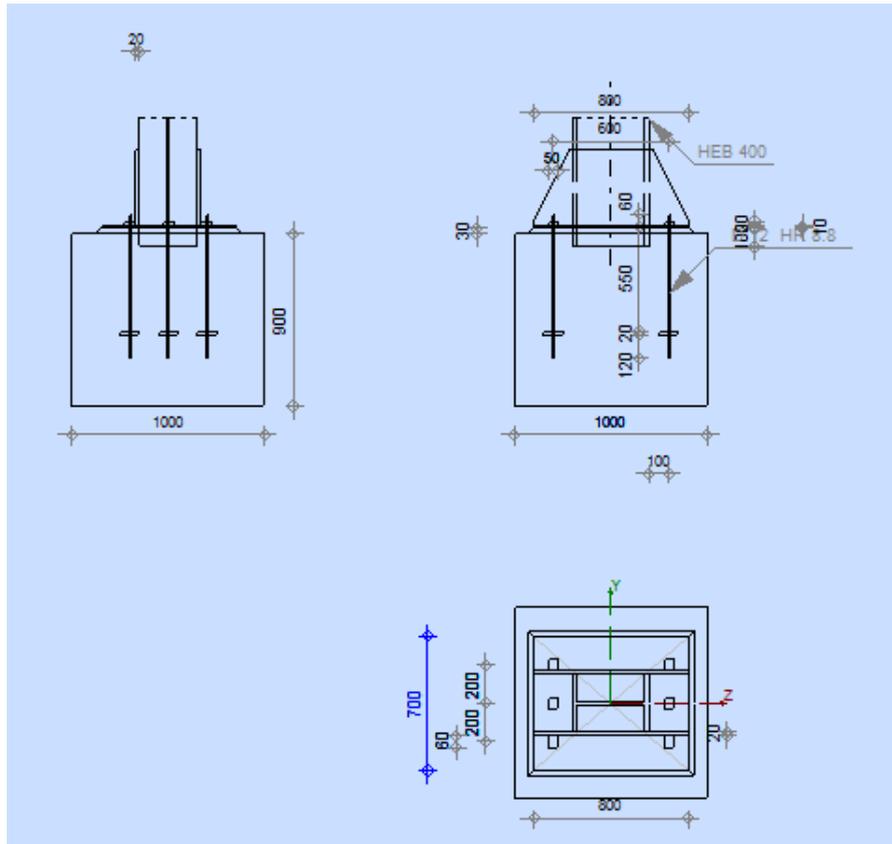
RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	70	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	346	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	19	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	564	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	141	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	0	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	162	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.13		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	169185.68	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	1753798.99	[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)]

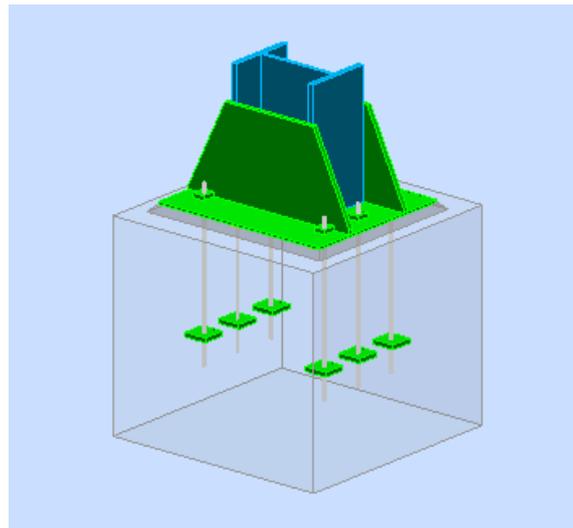
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.97



Assemblage pied de poteau HEB 400



Vue 3D d'assemblage pied de poteau HEB 400