

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-
جامعة سعد دحلب البليدة -1-



Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES
مذكرة نهاية التخرج

Pour l'obtention du diplômée
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : Construction métallique et mixtes

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT METALIQUE A USAGE MULTIPLE

R+10+2SS

Devant le jury composé de :

Président : BELHOUNE. I

Examineur : BOULAGHBAR. K

Encadreur :

M^r A. ZAHAF

Présenté par :

M^{lle}. LABDANI Razika

M^{lle}. REKIA Sabrina

2019-2020

الملخص

البناء المعدني هو مجال تابع للهندسة المدنية، يهتم بدراسة الهياكل المعدنية والمستعملة بكثرة في القطاع الصناعي والزراعي، وذلك نظرا لمقاومتها العالية.

هذا النوع من الهياكل أصبح اليوم متداول بكثرة في القطاع السكني.

لهذا، يهتم مشروعنا بدراسة بناية معدنية على شكل مستطيل للاستخدام المتنوع (سكني واداري)، يمكن هذا الهيكل من طابقين سفليين، طابق ارضي و10 طوابق.

يقع هذا المبنى في العاصمة الجزائر وتحديدا في دائرة زرالدة، هذه الأخيرة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية رقم 3

وفقا للإصدار الخاص بالقوانين الجزائرية المقاومة للزلازل.

تنقسم هذه الدراسة الى خمسة أجزاء

في الجزء الأول، سوف نقوم بالوصف الشامل للمشروع مع عرض الجانب المعماري، ومن ثم حساب الابعاد الأولية وأخيرا الدراسة المناخية.

الجزء الثاني، كرسناه للدراسة الديناميكية والتي تعتمد على التصميم المعمول بواسطة البرنامج المختص Robot من اجل التماس الناتج عن الحمولة.

الجزء الثالث، يضم دراسة العناصر الثانوية

الجزء الرابع، نقوم بالتحقق من عناصر الإطار المعدني بالإضافة الى دراسة المتركبات المعدنية.

الجزء الخامس والأخير، مخصص لتسليح عناصر الطابق السفلي ودراسة الأساس باعتبار القوانين المعمول بها.

RPA99 V 2003, BAEL 99

Abstract

The metallic construction is a field of not only the construction but also of civil engineering

Which interest is metal work and particularly in the commonly in the industrial and agricultural sector because of its strength

This type of structure is today found more and more in the housing sector. That's why our project focuses on the study of a rectangular metal frame building with multiple uses (offices and habitations), its structure is composed of two basement, a ground floor and ten floors

This building is located in Zeralda in the capital of Algeria, this region is classified zone III according to the Algerian seismic regulation 99 version 2003.

This study consists of 5 parts:

First of all, we have a general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements, then, we have the predimensioning of the element and finally the climatic study.

The second part, is devoted to the dynamic study of the structure by modeling it using the software ROBOT in order to determine the different loads (permanent loads, operating and seismic loads).

The third part is about the secondary elements (staircase, acrotere)

In the fourth part we verify the elements of the frame and then we study the metal assembly

In the fifth and final part which includes the reinforcement of the basement elements and the foundation study while taking the recommendation of the revised BAEL 99 and the Algerian seismic regulations into consideration.

Résumé

La construction métallique est un domaine de la construction mais aussi du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier, couramment utilisée dans le secteur industriel et agricole notamment pour sa résistance.

Ce type de structure se retrouve aujourd'hui de plus en plus dans le secteur d'habitation.

C'est en raison de ça que notre projet se porte sur l'étude d'un bâtiment en charpente métallique sous forme rectangulaire à usage multiple (bureaux et habitation), sa structure est composée de deux sous-sols, d'un rez de chaussé et de dix étages.

Ce bâtiment situé dans la capitale d'Algérie, plus précisément dans la commune de Zeralda, cette dernière est classée comme étant la zone III de forte sismicité selon le RPA99 version 2003.

Cette étude se compose de 5 parties :

Tous d'abord, on a la première partie qui est une description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments, ensuite, nous avons le pré dimensionnement des éléments et enfin l'étude climatique.

La deuxième partie, nous l'avons consacrée à l'étude dynamique de la structure en la modélisant à l'aide du logiciel Robot afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (permanentes, d'exploitation et sismique).

Quant à la troisième, elle comprend l'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotères)

Dans la quatrième partie, on vérifie les éléments de l'ossature et puis on étudie les assemblages métalliques.

En dernier lieu, on a la cinquième partie qui comprend le ferrailage des éléments du sous-sol et l'étude de fondation tout en tenant compte des recommandations. BAEL 99 et RPA99 v 2003.

Remerciement

Avant tous, nous tenant a remercions Dieu de nous avoir donné la volonté, la force, la santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

*Nous tenant à exprimer notre reconnaissance à monsieur **A. ZAHAF** pour avoir accepté de nous encadrer dans ce travail. Nous le remercions pour son implication, son soutien et ces encouragements tout au long de ce travail.*

*Nous souhaitons également remercier **ADJAS Mohamed** et **BET AICHOUC Haroun** pour leur aide durant le travail de notre mémoire.*

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

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

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

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUE ET TABLEAUX

Figure 1 : Vue en 3D de la structure.	17
Figure 2 : coupe du plancher collaborant.	18
Figure 3 : bacs d'acier.	18
Figure 4 : Conception d'un plancher collaborant.	19
Figure 5 : Goujon soudée.	20
Figure 6 : escalier en charpente métallique.	20
Figure 7 : représentatif du plancher collaborant.	22
Figure 8 : lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.	24
Figure 9 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.	27
Figure 10 : largeur effective de la zone comprimée.	31
Figure 11 : Position de l'axe neutre plastique.	31
Figure 12 : Schéma statique de la poutre principale.	36
Figure 13 : poteau central.	45
Figure 14 : Action due à la neige.	50
Figure 15 : Action du vent.	51
Figure 16 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent.	52
Figure 17 : Ze Hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique.	53
Figure 18 : dimension des parois verticales A, B, C.	55
Figure 19 : valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale.	56
Figure 20 : valeur de C_{pe} pour la terrasse.	57
Figure 21 : Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures.	57
Figure 22 : dimension des parois verticales A', B' et E.	60
Figure 23 : valeur de C_{pe} pour la terrasse.	60
Figure 24 : valeur de C_{pe} pour la terrasse.	61
Figure 25 : représentation de graphe pour un spectre de réponse du 1er model.	71
Figure 26 : Vue 3D du 1er modèle.	75
Figure 27 : Vue 3D du modèle finale.	79
Figure 28 : Diagramme du moment de poteau 10 ^{ème} étage (HEB 340).	87
Figure 29 : Schéma statique de la poutre principale IPE450.	89
Figure 30 : Diagramme du moment de la poutre terrasse(IPE450).	90
Figure 31 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre d'étage terrasse (IPE450).	91
Figure 32 : Schéma statique de la poutre principale IPE450 (étage courant).	91
Figure 33 : Diagramme du moment de la poutre d'étage courant (IPE450).	92
Figure 34 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre d'étage courant (IPE450).	93
Figure 35 : Les types de système de contreventement.	93
Figure 36 : Les escaliers.	96
Figure 37 : Les composantes de l'escalier.	97
Figure 38 : Dimension de l'acrotère.	100
Figure 39 : Assemblage poutre IPE450 – solive IPE200.	105
Figure 40 : Disposition constructive des boulons.	106
Figure 41 : Assemblage poteau HEB700 – poutre IPE450.	107
Figure 42 : Schéma de l'assemblage poteau HEB700 – poutre IPE450.	108
Figure 43 : disposition constructive des boulons.	111
Figure 44 : Vue de l'assemblage poteau (HEB800) –poteau (HEB800).	112

Figure 45 : Assemblage base de poteau.	112
Figure 46 : Attache de trois barres de stabilité en X.	114
Figure 47 : Schéma de ferrailage des poteaux du Sous-Sol.	122
Figure 48 : Disposition des Poutres.	125
Figure 49 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (40×65).	130
Figure 50 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (25×35).	130
Figure 51 : Disposition des nervures par rapport au radier et au poteau.	132
Figure 52 : Les contraintes sous le radier.	135
Figure 53 : ferrailages des nervures suivant sens X-X.	145
Figure 54 : ferrailages des nervures suivant sens Y-Y.	145
Tableau 1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.	15
Tableau 2 : valeurs nominales de F_y pour le ferrailage.	15
Tableau 3 : Caractéristiques de HI-bonde 55.750.	19
Tableau 4 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.	25
Tableau 5 : charge permanente du plancher courant.	25
Tableau 6 : charge permanente du plancher sous-sol.	26
Tableau 7 : Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE200.	27
Tableau 8 : Les vérifications due la solive IPE200 (plancher courant).	35
Tableau 9 : Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE450.	36
Tableau 10 : Les vérifications due la solive IPE450 (plancher courant).	44
Tableau 11 : Tableau récapitulatif pour les poutres et les solives de chaque usage.	44
Tableau 12 : La charge d'exploitation.	47
Tableau 13 : La descente de charges et les profilés choisis des poteaux centraux.	47
Tableau 14 : Définition catégorie de terrain.	52
Tableau 15 : Valeur de la vitesse de référence du vent.	53
Tableau 16 : Valeurs de pression dynamique de point q_p sens v_1	54
Tableau 17 : Valeurs de pression dynamique de point q_p sens v_2	54
Tableau 18 : surface des zones en m^2	55
Tableau 19 : C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.	55
Tableau 20 : surface des zones en m^2	56
Tableau 21 : valeur de C_{pe} pour la terrasse.	57
Tableau 22 : Valeurs des pressions W sur la zone D.	58
Tableau 23 : Valeurs des pressions W sur la zone A, B, C, et E.	58
Tableau 24 : Valeurs des pressions W sur terrasse.	58
Tableau 25 : surface des zones en m^2	59
Tableau 26 : valeur de C_{pe} pour les parois verticales.	59
Tableau 27 : surface des zones en m^2	61
Tableau 28 : valeur de C_{pe} pour la terrasse.	61
Tableau 29 : Valeurs des pressions W sur la zone D.	62
Tableau 30 : Valeurs des pressions W sur la zone A', B', et E.	62
Tableau 31 : Valeurs des pressions W sur terrasse.	62
Tableau 32 : tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient C_d direction 2.	66
Tableau 33 : tableau récapitulatif pour les valeurs de C_d dans les deux directions.	66
Tableau 34 : Force d'application d'ensemble direction V_1	67
Tableau 35 : Force d'application d'ensemble direction V_2	68
Tableau 36 : valeurs des pénalités P_q	74
Tableau 37 : Participation massique du modèle initial.	76

Tableau 38 : déplacement inter-étage dans le sens x-x.....	78
Tableau 39 : déplacement inter-étage dans le sens Y-Y.....	78
Tableau 40 : Participation massique du modèle initial.....	80
Tableau 41 : déplacement inter-étage selon les deux sens.....	81
Tableau 42 : Vérification de l'effet P- Δ selon les deux sens.....	82
Tableau 43 : Justification du coefficient de comportent.....	83
Tableau 44 : les vérifications des poteaux au flambement.....	88
Tableau 45 : Les profilés finals.....	89
Tableau 46 : Vérification de la résistance à la flexion.....	90
Tableau 47 : Vérification de l'effort tranchant IPE450.....	91
Tableau 48 : Vérification de la résistance à la flexion.....	92
Tableau 49 : Vérification de l'effort tranchant.....	93
Tableau 50 : Évaluation des charges.....	97
Tableau 51 : Évaluation des charges.....	99
Tableau 52 : Caractéristiques des boulons.....	103
Tableau 53 : Valeurs du facteur de corrélation approprié.....	104
Tableau 54 : Valeurs du coefficient partiel de sécurité γ_{mw}	104
Tableau 55 : Valeurs du coefficient réducteur Ks.....	104
Tableau 56 : Normes des dimensions des trous de boulons en (mm).....	104
Tableau 57 : Valeurs de coefficient de frottement μ	105
Tableau 58 : Ferrailage des poteaux des sous-sols.....	117
Tableau 59 : Choix de ferrailage des Poteaux des Sous-Sols.....	118
Tableau 60 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	120
Tableau 61 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	120
Tableau 62 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	121
Tableau 63 : choix des sections pour les poutres.....	124
Tableau 64 : Ferrailage de la poutre principale dans la situation durable.....	126
Tableau 65 : Ferrailage de la poutre principale.....	126
Tableau 66 : Ferrailage de la poutre secondaire dans la situation durable.....	127
Tableau 67 : Ferrailage de la poutre secondaire.....	127
Tableau 68 : Vérification de la condition de non fragilité.....	127
Tableau 69 : Vérification de la poutre principale à l'ELS.....	128
Tableau 70 : Vérification de la poutre secondaire à l'ELS.....	128
Tableau 71 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales.....	129
Tableau 72 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires.....	129
Tableau 73 : Calcul des armatures transversales.....	130
Tableau 74 : Le moment suivant les deux sens à l'ELU.....	137
Tableau 75 : Le moment suivant les deux sens à l'ELS.....	139

TABLE DES MATIERES

RESUME	1
Remerciement	4
LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUE ET TABLEAUX.....	5
TABLE DES MATIERS.....	8
INTRODUCTION	13

Chapitre 1 Presentation de l'ouvrage

1.1 PRESENTATION DU PROJET	14
1.1.1 Données géométriques du projet.....	14
1.1.2 Localisation et données concernant le site	14
1.2 REGLEMENTS TECHNIQUES	14
1.3 LOGICIEL UTILISE	14
1.4 PROPRIETE DES MATERIAUX UTILISES	15
1.4.1 Acier :.....	15
1.4.2 Béton	15
1.5 MOYEN D'ASSEMBLAGE	17
1.6 CONCEPTION DE L'OUVRAGE.....	17
1.6.1 Conception architectural	17
1.6.2 CONCEPTION STRUCTUREL.....	18
1.7 LES FONDATIONS	21

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

2.1 INTRODUCTION	22
2.2 LE PLANCHER COLLABORANT	22
2.2.1 Hypothèse de calcul	23
2.2.2 Classification des sections transversales	24
2.2.3 Coefficients partiels de sécurité	24
2.3 Evaluation des charges et surcharges	25
2.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	26
2.4.1 Les solives.....	26
2.4.2 Les poutres principales.....	36

2.4.3 Les poteaux	45
-------------------------	----

Chapitre 3 Etude climatique

3.1 EFFET DE LA NEIGE	50
3.1.2 Calcul des charges de la neige	50
3.2 L'EFFET DU VENT	51
3.2.1 Introduction	51
3.2.2 Données relatives au site	52
3.2.3 Pression dynamique de point	53
3.2.4 Direction du vent V	54
3.2.5 Direction du vent V2	59
3.2.6 Action d'ensemble	63

Chapitre 4 Etude dynamique

4.1 INTRODUCTION	69
4.1.1 Choix de la méthode de calcul	69
4.1.2 La méthode statique équivalente	69
4.1.3 La méthode modale spectrale	70
4.2 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	72
4.2.1 A : coefficient d'accélération de zone	72
4.2.2 D : facteur d'amplification dynamique moyen	72
4.2.3 Estimation de la période fondamentale de la structure :	73
4.2.4 R : coefficient de comportement	74
4.2.5 Q : facteur de qualité	74
4.2.6 W : poids de la structure	75
4.3 Résultats de l'analyse dynamique	75
4.3.1 Modèle 1	75
4.3.2 Modèle finale	79

Chapitre 5 Vérification des éléments

5.1 VERIFICATION DES POTEAUX	84
5.1.1 Procédure de calcul	84
5.1.2 Exemple de calcul	85
5.2 VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES	89
5.2.1 Poutre principale intermédiaire (terrasse)	89

V.2.2. Poutre principale intermédiaire (étage courant)	91
5.3 Vérification des contreventements	93
5.3.1 Vérification des palés en X (2UPN400).....	94

Chapitre 6 Etude des éléments secondaires

6.1 LES ESCALIERS	95
6.1.1 Introduction.....	95
6.1.2 Caractéristiques géométriques	95
6.1.3 Vérifications.....	97
6.2 ACROTERE.....	100
6.2.1 Introduction.....	100
6.2.1.1 Calcul des charges Sollicitant L'acrotère.....	100
6.2.1.2 Evaluation des charges.....	101
6.2.1.3 Les sollicitations	101
6.2.3 Dimensionnement de l'acrotère	101

Chapitre 7 Etude des assemblages

7.1 INTRODUCTION	103
7.2 CHOIX DE TYPE D'ASSEMBLAGE.....	103
7.3 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES.....	103
7.4 ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE (IPE450 – IPE200)	105
7.4.1 Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre portée).....	106
7.4.2 Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre porteuse)	107
7.4.3 Résistance des cornières au cisaillement.....	107
7.5 ASSEMBLAGE POTEAU (HEB700) – POUTRE (IPE450).....	107
7.5.1 Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant	109
7.5.2 Résistance de l'âme du poteau en traction	109
7.5.3 Résistance de l'âme du poteau en compression	110
7.6 ASSEMBLAGE POTEAU (HEB800) – POTEAU (HEB800)	110
7.6.1 Vérification de la résistance au cisaillement.....	111
7.6.2 Vérification de la résistance à la pression diamétrale	111
7.7 ASSEMBLAGE BASE DE POTEAU.....	112
7.7.1 Vérification de la résistance à l'effort axial	113
7.7.2 Vérification de la résistance au cisaillement.....	113

7.8 ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT EN X	114
7.8.1 Vérification de la résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	114
7.8.2 Vérification de la pression diamétrale.....	115

Chapitr 8 Ferrailage des éléments de sous-sol

8.1 INTRODUCTION	116
8.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX	116
8.2.1 Introduction.....	116
8.2.2 Ferrailage des poteaux	117
8.2.3 Ferrailage transversal des poteaux	118
8.2.4 Longueurs de recouvrement.....	120
8.2.5 Vérification vis à vis de l'ELS.....	120
8.2.6 Vérification de l'effort tranchant	121
8.3 CALCUL DES POUTRES	123
8.3.1 Pré dimensionnement.....	123
8.3.2 Ferrailage des poutres	125
8.3.2.1 Introduction.....	125
8.3.2.2 Ferrailage des poutres	125
8.3.2.3 Condition de non fragilité	127
8.3.2.4 Vérification à ELS :	128
8.3.2.5 Vérification de l'effort tranchant	128
8.3.2.6 Calcul des armatures transversales.....	129
8.3.2.7 Longueurs de recouvrement.....	129

CHAPITR 9 Etude de fondation

9.1 INTRODUCTION	131
9.2 CHOIX DE TYPE DE FONDATION	131
9.3 Radier général	132
9.3.1 Pré dimensionnement du radier.....	132
9.3.2 Vérifications nécessaires	134
9.4 FERRAILLAGE DU RADIER.....	137
9.4.1 Ferrailage de la dalle du radier.....	137
9.5 FERRAILLAGE DES NERVURES	141
9.5.1 Les charges revenant pour chaque fille a L'ELU.....	141

9.6 FERRAILLAGE TRANSVERSAL.....	144
9.7 ARMATURE DE PEAU.....	144
CONCLUSION.....	146
REFERENCES.....	147
LISTE DES NOTIONS.....	148
ANNEXE A	
ANNAXE B	
ANNEXE C	

INTRODUCTION

La charpente métallique est en générale composée d'acier. Sa conception basée sur la distribution des efforts réclame une connaissance approfondie de la mise en œuvre des calculs de structures ; des normes de construction et de sécurité.

Ce type de structure, grâce à la solidité et la souplesse de l'acier permet de grandes portées et donc une utilisation optimale de l'espace. Il autorise une grande liberté architecturale.

La structure métallique est recommandée pour tous types de bâtiments, qu'ils soient de stockage, industriels, bureau ou logement.

Pour cela, ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+10+2 sous-sols) en charpente métallique à usage multiple, située à Alger, zone de forte sismicité.

Le travail a été partagé en deux parties principales après l'introduction générale :

- La première partie sera réservée à la superstructure, qui contient :
 - Le 1^{ier} chapitre : Présentation de l'ouvrage.
 - Le 2^{ième} chapitre : Pré dimensionnement des éléments.
 - Le 3^{ième} chapitre : Etude climatique.
 - Le 4^{ième} chapitre : Etude dynamique.
 - Le 5^{ième} chapitre : Vérification des éléments.
 - Le 6^{ième} chapitre : Etude des éléments secondaires.
 - Le 7^{ième} chapitre : Etude des assemblages.
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Le 8^{ième} chapitre : Ferrailage des éléments de sous-sol.
 - Le 9^{ième} chapitre : Etude de fondation.

Enfin, le travail a été achevé par une conclusion générale.

Chapitre 1 Présentation de l'ouvrage

1.1 PRESENTATION DU PROJET

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier une tour R+10 en charpente métallique à usage multiple. Elle est composée d'un RDC et deux sous-sols. Ce projet est implanté en zone sismique **III**.

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

La stabilité du bâtiment est assurée par des portiques auto-stables dans un sens et par des paliers de stabilité verticaux en X dans les deux sens et un noyau central.

1.1.1 Données géométriques du projet

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Dimensions en plan :
 - Longueur totale33.1 m
 - Largeur totale22.4 m
- Dimensions en élévation :
 - Hauteur de sous-sol4 m
 - Hauteur du Rez de chaussé.....3, 85 m
 - Hauteur des étages3, 5 m
 - Hauteur total du bâtiment38.85 m

1.1.2 Localisation et données concernant le site

Le bâtiment est implanté au niveau de la willaya d'Alger, commune de **Zeralda** :

- La contrainte admissible du sol est de =1.5 bars
- Altitude = 30 m
- Le site est classé dans la zone III

1.2 REGLEMENTS TECHNIQUES

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier.
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- RNV99 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- BAEL : Béton armé aux états limites.
- DTR C2.2 : Charges et structures.

1.3 LOGICIEL UTILISE

- Robot structural.
- Excel.
- Expert.
- Socotec.

1.4 PROPRIETE DES MATERIAUX UTILISES

1.4.1 Acier :

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

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

Tableau 1: valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.

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

Tableau 2 :valeurs nominales de F_y pour le ferrailage.

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

1.4.2 Béton

1.4.2.1 Résistance à la compression

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

NB : cette résistance est obtenue pour une composition de béton courant.

1.4.2.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction, notée par f_{tj} , est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Essai par traction directe
- Essai par fendage
- Essai par flexion

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} (\text{Mpa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; on trouve $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

1.4.2.3 Coefficient de Poisson

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

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

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

1.4.2.4 Déformations longitudinale du béton

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

1.4.2.4.1 Module d'élasticité instantanée

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

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

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

1.4.2.4.2 Module d'élasticité différée

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

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

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

1.5 MOYEN D'ASSEMBLAGE

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

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

1.6 CONCEPTION DE L'OUVRAGE

1.6.1 Conception architectural

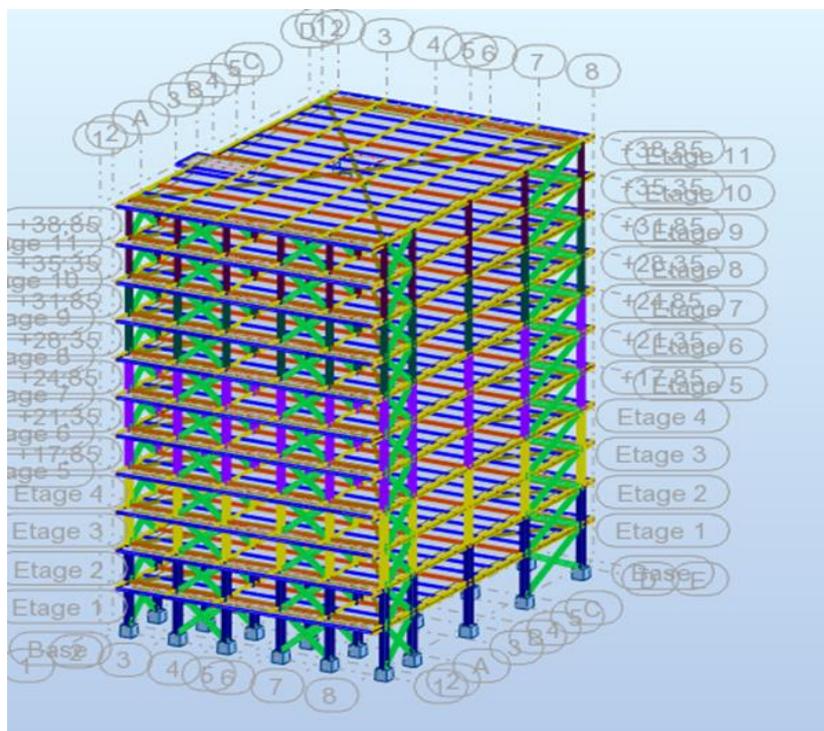


Figure 1 : Vue en 3D de la structure.

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 10 étages avec deux sous-sols.

- Les sous-sols : le premier est utilisé comme parking et le 2ème est utilisé comme une salle de réception des versements de la banque.
- RDC au 4ème étage seront destinées pour des bureaux.
- 5ème et 10ème étage seront destinées à usage d'habitation.

1.6.2 CONCEPTION STRUCTUREL

1.6.2.1 Structure horizontale

1.6.2.1.1 Les Planchers

Selon l'EUROCODE 4 l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, h_t doit être d'au moins 80mm. L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm. Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, h_t doit être d'au moins 90mm et h_c ne doit pas être inférieure à 50 mm.

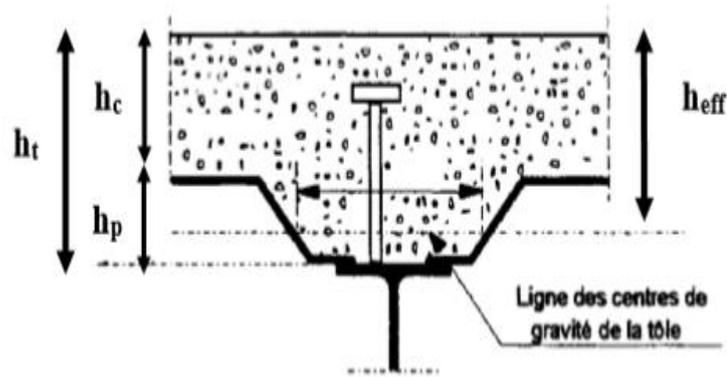


Figure 2: coupe du plancher collaborant.

- Résistance au feu

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle. L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par les formule suivante :

$$h_{eff} = h_c + 0.5 \times h_p \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_{eff} = h_c + \left[1 + 0.75 \times h_p \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \right] \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

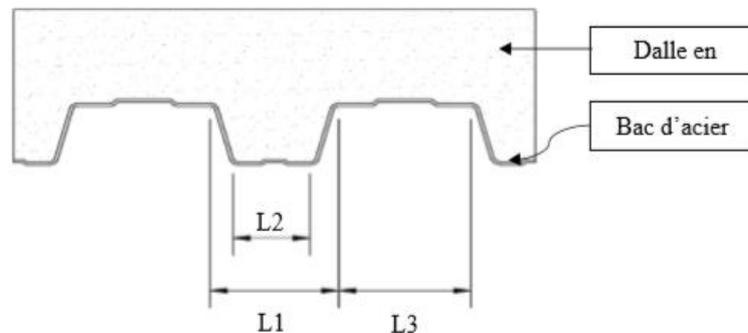


Figure 3 : bacs d'acier.

Pour une classe de résistance au feu normalisé (R120), $heff \geq 120$ mm

On Choisit $ht = 160$ mm ; avec $hc = 105$ mm et $heff = 122.30$ mm

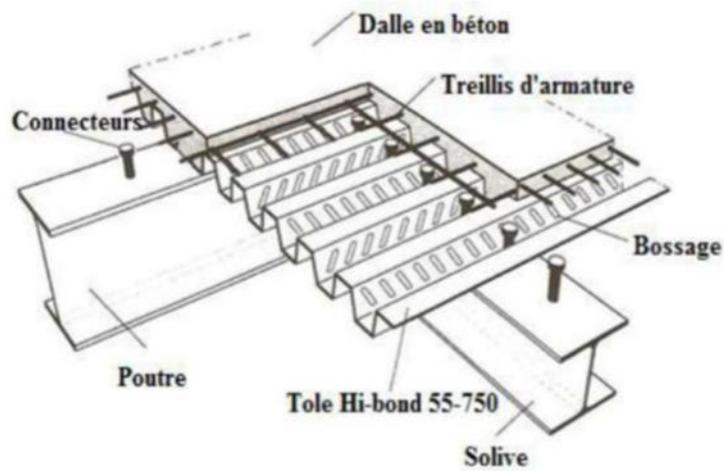


Figure 4 : Conception d'un plancher collaborant.

- **Bac d'acier**

Les bacs aciers sont de type Hi Bond 55.

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

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

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3: Caractéristiques de HI-bonde 55.750.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervure bar bac	Espacement des nervures (mm)	Largeur outil de bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (dan/m ²)
55	5	150	750	1	15

- **Les connecteurs**

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

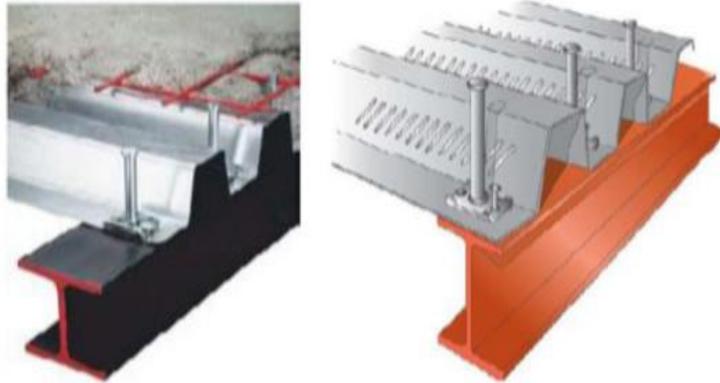


Figure 5 : Goujon soudée.

1.6.2.2 Structure verticale

1.6.2.2.1 Système de stabilité

La stabilité de bâtiment est assurée par un noyau central en béton armé et des portiques poteaux-poutres (auto-stable) et des palées de stabilité en X.

1.6.2.2.2 Escaliers

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.



Figure 6 : escalier en charpente métallique.

1.7 LES FONDATIONS

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

2.1 INTRODUCTION

Le pré dimensionnement est une étude initiale qui consiste à estimer les sections des différents éléments résistants de la structure (poutres principale, solive, poteau), il sera fait selon **EC3**, **EC4** et le **DTR2.2**. L'application de ces règles conduit à trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité.

2.2 LE PLANCHER COLLABORANT

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier, il comporte une tôle mince profilée en acier conçue pour développer une collaboration structurelle efficace avec le béton du plancher qu'elle va recevoir. Les dalles mixtes sont tout indiquées pour l'application dans les bâtiments en acier, ou elles peuvent, moyennant une connexion, développer une action composite avec les poutres de plancher en acier.

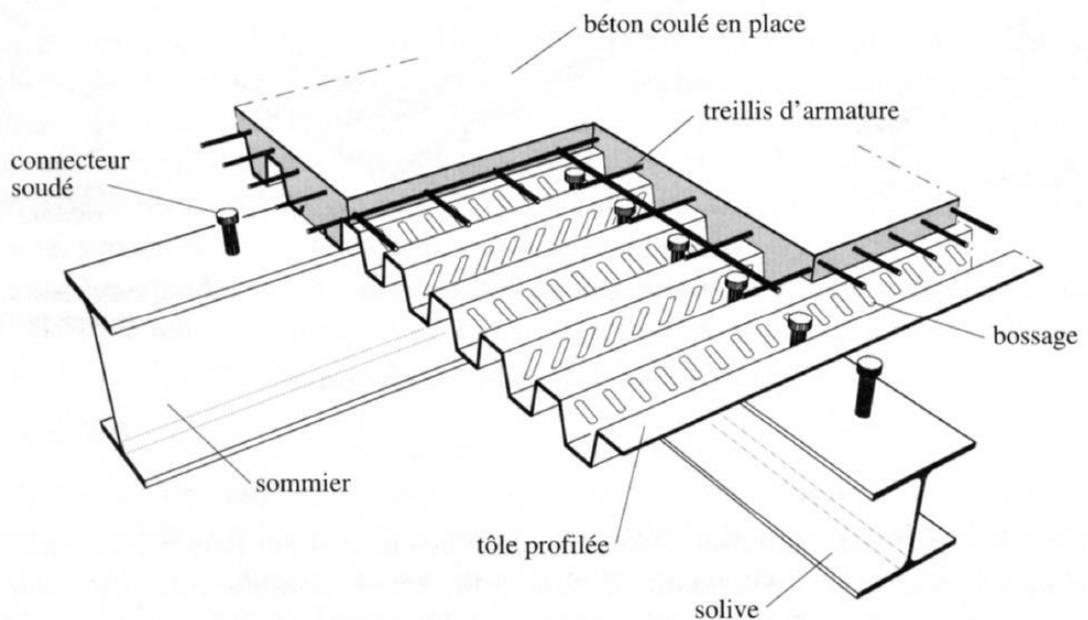


Figure 7: représentatif du plancher collaborant.

2.2.1 Hypothèse de calcul

Le calcul de plancher mixte se fait en considérant deux situations :

➤ **Stade de montage**

Le stade de montage correspond au moment de bétonnage de la dalle, quand le béton n'a pas encore fait prise.

Les charges et les actions à considérer sont :

- ✓ Le poids propre de la poutre métallique.
- ✓ Le poids propre du béton frais.
- ✓ Le poids propre du bac d'acier.
- ✓ Une charge de montage admise en général égale à 1 KN/m².

➤ **Stade définitif**

Le stade définitif est surtout caractérisé par le fait que la résistance est maintenant assuré par la poutre mixte.

Les charges et les actions à considérer sont :

- ✓ Le poids propre de la poutre métallique
- ✓ Le poids propre du béton (sec)
- ✓ Surcharge d'exploitation
- ✓ Finition

➤ **La largeur de la dalle mixte (largeur effectif)**

Dans le calcul des poutres mixte, 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 :

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l_0}{8} \quad l_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \quad b : \text{entraxe entre les poutre} \end{array} \right.$$

2.2.2 Classification des sections transversales

Le C.C.M.97 et L'EC3 permettent de classer toutes les formes de sections et de définir la performance de leurs parois comprimées vis-à-vis le voilement local.

Dans ce cadre, les quatre classes de sections transversales ont été définies comme suit :

- Classe 1** : Une section pouvant donner une résistance plastique et former une rotule (grande capacité de déformation) sans l'apparition du voilement local.
- Classe 2** : Une section pouvant donner une résistance plastique sans pouvoir former une rotule plastique (capacité de déformation plastique limitée).
- Classe 3** : Une section pouvant donner une résistance élastique mais sans atteindre une résistance plastique à cause du voilement local.
- Classe 4** : Une section dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local

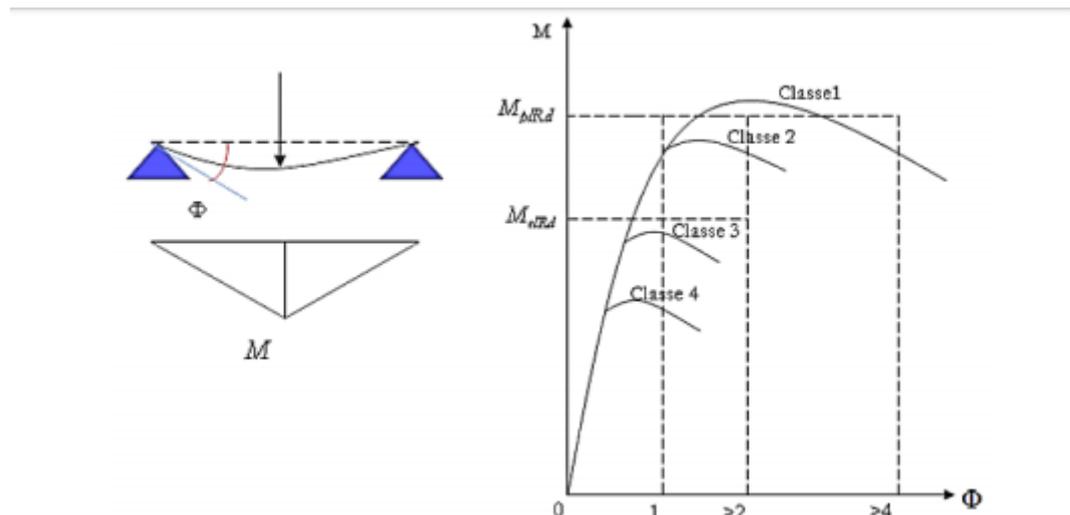


Figure 8 : lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.

2.2.3 Coefficients partiels de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes : (selon le CCM97/5.0.1)

- Section de classe (1, 2,3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1$
- Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M0} = 1.1$
- Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M0} = 1.25$
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M0} = 1.1$

2.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

A. Plancher terrasse inaccessible

A.1) Charge permanente G

Tableau 4: Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

Composants	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
Protection en gravillon	0.05	0.12
Etanchéité	/	0.85
Forme de pente	0.05	1.10
Isolation thermique	0.04	0.16
Dalle en béton armé	0.16	4.00
Bac d'acier HI-BOND55	0.0012	0.15
Faux plafond	0.02	0.20
Total		6.58

A.2) Charge d'exploitation

Terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

B. Plancher courant

B.1) Charge permanente G

Tableau 5 : charge permanente du plancher courant.

Composants	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
Dalle de sol	/	0.50
Mortier de pose	/	0.40
Dalle en béton armé	0.16	4.00
Bac d'acier HI-BOND55	0.0012	0.15
cloisonnement	/	1.00
Faux plafond	0.02	0.20
Total		6.25

B.2) Charge d'exploitation

Plancher courant : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (usage bureaux).

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (usage habitation).

C. Plancher sur sous-sol**C.1) Charge permanente G**

Tableau 6: charge permanente du plancher sous-sol.

Composants	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	/	0.44
Mortier de pose	/	0.4
Lit de sable	0.02	0.38
Dalle en béton armé	0.2	3.25
Faux plafond	0.02	0.2
Cloisonnement	/	1
	Total	5.67

C.2) Charge d'exploitation

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

2.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**2.4.1 Les solives**

Les solives sont des poutrelles qui travaillent en flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et une autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0.7\text{m} \leq L \leq 7\text{m}$$

❖ Plancher terrasse

La solive la plus sollicitée à une longueur de 4.7m, on constate que la portée est importante, donc on place des étaielements à la mi- travée de la solive, tel que $L = 2.35\text{m}$ pendant le stade de montage.

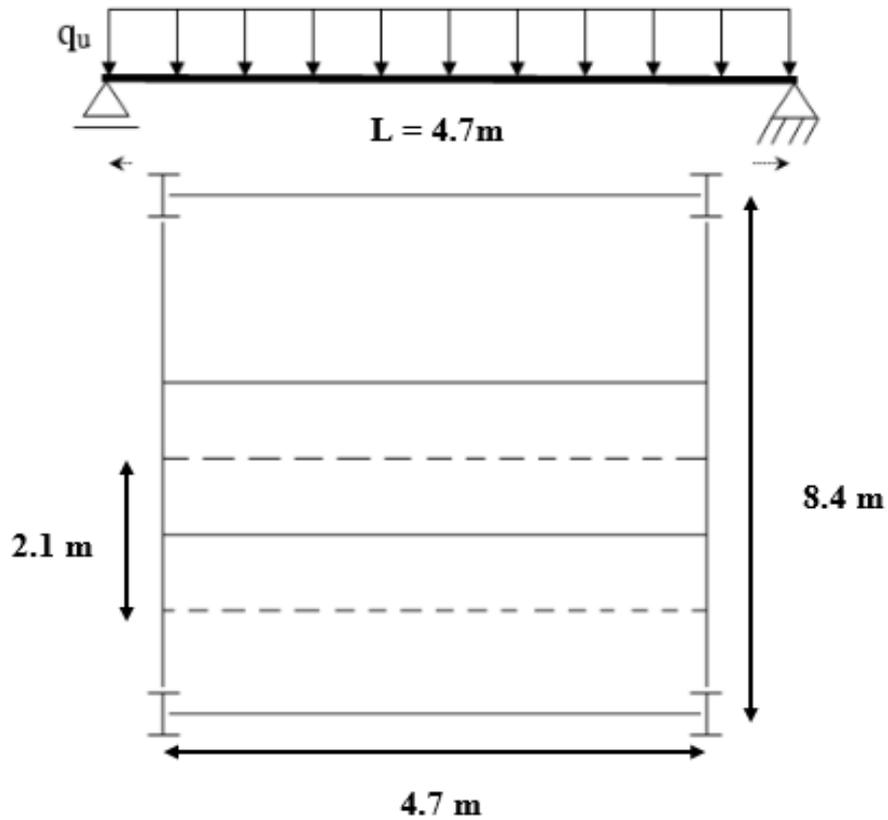


Figure 9: Schéma statique de la solive la plus sollicitée

➤ La condition de la flèche

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4700}{25} \leq h \leq \frac{4700}{15} \Rightarrow 188 \leq h \leq 313.33$$

Choix : On choisit : IPE200

Tableau 7: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE200.

Désignation Abrégée	Poids		Section		Dimensions			
	G (Kg/m)		A (mm ²)		h (mm)	b (mm)	t _r (mm)	t _w (mm)
IPE 200	22.4		2850		200	100	8.5	6.5
	Caractéristiques							
	I _y (mm ⁴) × 10 ⁴	I _z (mm ⁴) × 10 ⁴	W _{pl, y} (mm ³) × 10 ³	W _{pl, z} (mm ³) × 10 ³	i _y (mm)		i _z (mm)	
1943	142.4	220.6	44.61	82.6		22.4		

➤ Phase de construction

Le profilée d'acier travaille seul, donc les charges sont :

- ✓ Poids propre du profilé : $G_p = 0.224 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids propre du béton frais : $G_b = 4 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Poids du bac d'acier : $g = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier) : $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

▪ Combinaison de charge

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35G_b + 1.5Q_c) \times \text{esp} + 1.35G_p$$

$$q_u = 14.43 \text{ KN}$$

ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (G_b + g + Q_c) \times \text{esp} + G_p$$

$$q_s = 10.51 \text{ KN}$$

▪ Les vérifications

a. Moment fléchissant

Le moment fléchissant dans les sections transversales 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd,y} = \frac{q_u \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{14.43 \times 2.35^2}{8} = 9.96 \text{ KN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 275 \times 10^3}{1} \times 10^{-6} = 60.665 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} \leq M_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Effort tranchant

On doit vérifier que :

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

D'Ou :

A_v : Aire de cisaillement

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

$$A_v = A - 2btf + (tw+2.r).tf$$

$$A_v = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \times \frac{l}{2}}{2} = \frac{14.34 \times 2.35}{2} = 16.96 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{275 \times 1401.6}{1 \times \sqrt{3}} = 222.533 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \Rightarrow 16.96 \text{ KN} \leq 11.26 \text{ KN}$, Donc, pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

→ Il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c. Vérification de la rigidité

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_y \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$\left[\begin{array}{l} q_{ser} = 10.51 \text{ KN} \\ L = 2.35 \text{ m} \\ E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \\ I_y = 11943 \times 10^4 \text{ mm}^4 \end{array} \right.$$

$$f^{max} = \frac{5 \times 10.51 \times 2.35^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11943 \times 10^4}$$

$$f^{max} = 1.023 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = 9.40 \text{ mm}$$

$$1.023\text{mm} < 9.40\text{mm}$$

Condition vérifiée

d. Vérification du déversement

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{Lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

IPE200 de classe 1 ($K=1$, $K_w = 1$, $\beta_w = 1$, $C1 = 1.132$)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{KL}{i_z}}{\sqrt{C1 \times \left(\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{KL/i_z}{h/t_f}\right)^2\right)^{0.25}}} = 131.96$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93.91\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1.52 > 0.4 \quad \rightarrow \text{Il ya un risque de déversement}$$

$$\phi_{Lt} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \quad \text{Avec } \alpha_{LT} = 0.21 \text{ (profilé laminé)}$$

$$\phi_{LT} = 1.79$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.37$$

$$M_{b,rd} = \chi_{Lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{b,rd} = 20.40\text{KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 20.40\text{KN.m} > M_{sd} = 9.96\text{KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Phase finale

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

Les charges et surcharges de la phase finale sont :

- ✓ $G_{poutre} = 0.224 \text{ KN/m}$
- ✓ $G_{terr} = 6.58 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q_{terr} = 1 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives : 2.1 m

▪ Combinaison de charges**ELU**

$$q_u = 1.35[G_p + (G_{terr} \times esp)] + 1.5(Q_{terr} \times esp)$$

$$q_u = 22.11\text{KN/ml}$$

ELS

$$q_{ser} = G_p + (G_{terr} + Q_{terr}) \times esp$$

$$q_{ser} = 16.14 \text{KN/ml}$$

▪ **Largeur de la dalle collaborant**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2L/8 \\ b \end{array} \right. = \inf \left\{ \begin{array}{l} 1.18\text{m} \\ 2.1\text{m} \end{array} \right.$$

Donc : $b_{eff} = 1.18\text{m}$

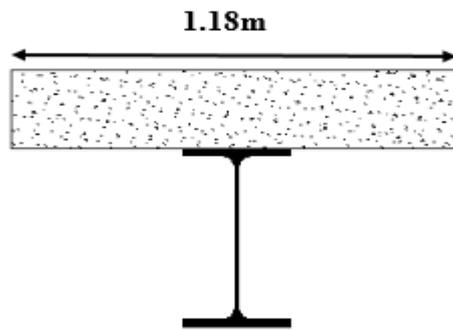


Figure 10: largeur effective de la zone comprimée.

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

$$R_{béton} = \frac{0.85 \times F_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times h_c$$

$$R_{béton} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1180 \times 105$$

$$R_{béton} = 1755.25 \text{KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 28.5 \times 10^2$$

$$R_{acier} = 744.56 \text{KN}$$

$$R_{béton} > R_{acier}$$

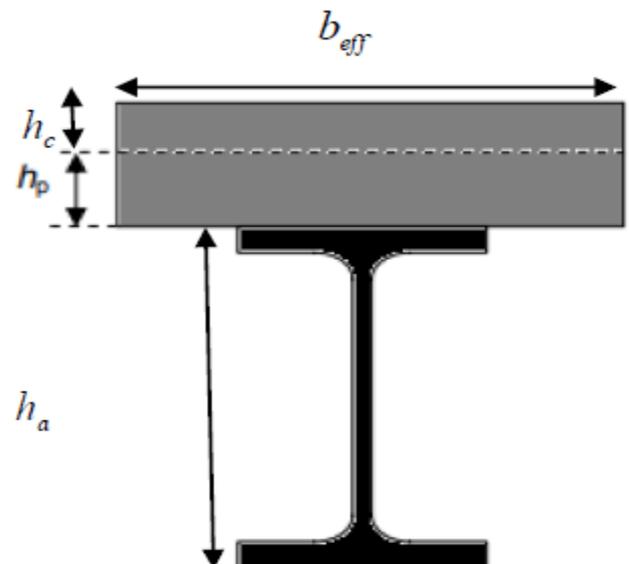


Figure 11: Position de l'axe neutre plastique.

→ L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton

▪ **Les vérifications :**

a. Moment fléchissant

$$M_{sd} < M_{pl, rd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{pl, rd} = 744.56 \left(\frac{0.20}{2} + 0.105 + 0.055 - \left(\frac{744.56}{1755.25} \times \frac{0.105}{2} \right) \right)$$

$$M_{pl, rd} = 177 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qul^2}{8} = \frac{22.11 \times 4.7^2}{8}$$

$$M_{sd} = 61.05 \text{KN.m}$$

$$61.05 \text{KN.m} < M_{pl, rd} = 177 \text{KN.m} \quad \text{Condition vérifi}$$

b. Effort tranchant

$$V_{sd} < V_{pl, rd}$$

$$V_{pl, rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{275 \times 1401.6}{1 \times \sqrt{3}} = 222.533 \text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{22.11 \times 4.7}{2} = 51.95 \text{KN}$$

$$51.95 \text{KN} < 222.533 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0.5V_{pl, rd}$$

$$51.95 \text{KN} < 111.26 \text{KN} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant}$$

c. Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_y \times I_c} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

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

$$V = \frac{Aa}{b_{eff} \times hc} = \frac{2850}{1180 \times 105} = 0.023$$

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

$$Ic = 11.82 \times 10^7 \text{mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 16.14 \times 4700^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11.82 \times 10^7}$$

$$f_{max} = 4.13\text{mm}$$

$$\bar{f} = \frac{4700}{250} = 18.8\text{mm}$$

$$4.13\text{mm} < 18.8\text{mm}$$

La condition de la flèche est vérifiée

d. Vérification du déversement

Dans la phase finale, on ne vérifie pas le déversement car la semelle supérieure est maintenue latéralement par la dalle en béton armé.

▪ **Calcul des connecteurs**

Dans notre cas, on assure la liaison la dalle en béton et le bac d'acier par une connexion totale.

Type goujon :

- Hauteur : h = 95mm
- Diamètre : d = 19mm

On détermine Prd :

$$Prd = Kt \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29\alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

F_{ck} : Résistance caractéristique de béton25MPa

E_c: Module de Young de béton30500MPa

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs450MPa

$\gamma_v = 1.25$ Et $\alpha = 1$ pour $h/d = 5 > 4$

$$\text{Prd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 73.13 \text{KN} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81.66 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Prd} = K_t \times 73.13$$

Influence de bac d'acier

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

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \frac{h - h_p}{h_p}$$

N_r : Nombre de goujon par nervure (1ou2).

$$N_r = 1$$

$h_p = 55 \text{mm}$ (Hauteur de nervure) et $h = 95 \text{mm}$ (hauteur de goujon).

$b_0 = 88.5 \text{mm}$ (Largeur moyenne de la nervure)

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \frac{95 - 55}{55} = 0.82 \leq 1$$

$$\text{Prd} = 0.82 \times 73.13 = 60 \text{KN}$$

➤ Effort tranchant repris par les goujons

1) Détermination de R_L

Dans le cas d'une connexion total, l'effort total de cisaillement R_L , auquel les connecteurs sont tenus de résister entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf(R_{acier}; R_{béton})$$

$$R_L = \inf(1755.25; 744.56) = 744.56 \text{KN}$$

2) Nombre des connecteurs par demi-portée

$$N^{\text{bre}} = \frac{R_L}{\text{Prd}} = \frac{744.56}{60} = 12.41$$

Soit $N = 13$ goujon sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire 26 connecteurs sur toute la longueur de la poutre.

L'espace maximal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

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

$$E_{SP} = \frac{L}{N^{bre} - 1} = \frac{4700}{26 - 1} = 188\text{mm}$$

✓ Donc on prend 26 connecteurs avec un espacement de 20cm.

❖ **Plancher courant**

➤ **Phase de construction**

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

➤ **Phase finale**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

$$\text{Plancher courant} \begin{cases} G = 6.25\text{KN/m}^2 \\ Q = 2.5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau 8: Les vérifications due la solive IPE200 (plancher courant).

Plancher courant		
Msd = 71.48 KN.m	Mpl, rd = 177KN.m	Condition vérifiée
Vsd = 60.84 KN	Vpl, rd = 153.47KN	Condition vérifiée
$f^{\max} = 4.76\text{mm}$	$\bar{f} = 18.8\text{mm}$	Condition vérifiée

Conclusion

On a vérifié toutes les conditions donc on prend un **IPE200** pour toutes les solives de notre structure.

Remarque

Les poutres secondaires ce calcul avec la même méthode est donne les mêmes profilés que les solives.

2.4.2 Les poutres principales

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

La poutre la plus sollicitée, a une portée de **8.4m** ; elle supporte trois charges concentrées (R_{solive}) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de la dalle en béton sur la largeur de la semelle.

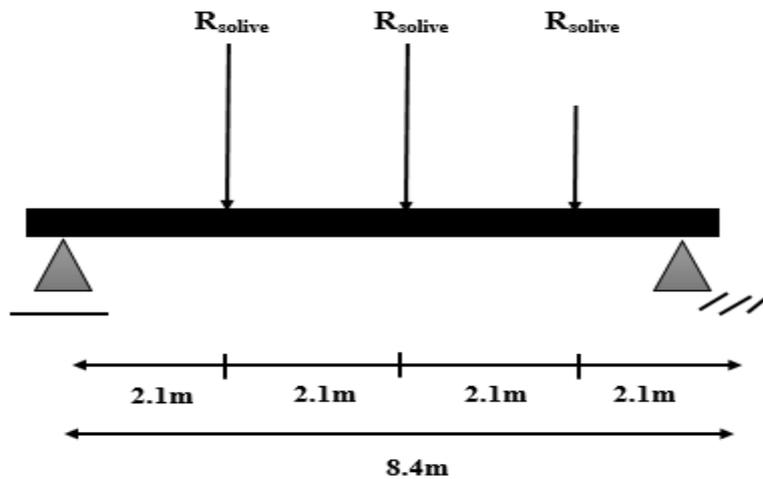


Figure 12: Schéma statique de la poutre principale.

➤ Condition de la flèche

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{8400}{25} \leq h \leq \frac{8400}{15} \Rightarrow 336 \leq h \leq 560$$

Choix : On choisit : **IPE450**

Tableau 9: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE450.

Désignation Abrégée	Poids		Section		Dimensions		
	G (Kg/m)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	
IPE450	77.6	9880	450	190	14.6	9.4	
	Caractéristiques						
	I _y (mm ⁴) × 10 ⁴	I _z (mm ⁴) × 10 ⁴	W _{pl, y} (mm ³) × 10 ³	W _{pl, z} (mm ³) × 10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)	
33740	1676	1702	276.4	184.8	412		

❖ **Plancher terrasse**➤ **Phase de construction**

- ✓ Poids propre du profilé IPE450Gp = 0.776 KN/m
- ✓ Poids propre du béton frais.....Gb = 4 KN/m²
- ✓ Poids du bac d'acier HI-BOND55g = 0.15 KN/m²
- ✓ Surcharge de construction.....Qc = 0.75 KN/m²

▪ **Combinaison de charges****ELU**

$$q_u = 1.35G_p + [1.35(G_b + g) + 1.5Q_c] \times b_{\text{poutre}}$$

$$q_u = 2.32 \text{KN/ml}$$

ELS

$$q_{\text{ser}} = G_p + (G_b + g + Q_c) \times b_{\text{poutre}}$$

$$q_{\text{ser}} = 1.71 \text{KN/ml}$$

▪ **Calcul des réactions des solives**

On calcul les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale), on utilise la formule suivante :

$$R_{\text{solive}} = \frac{q \times L_{\text{solive}}}{2}$$

ELU

- **Solive de portée : 4.7m**

$$R_{u1} = \frac{4.7 \times 14.43}{2} = 33.91 \text{KN}$$

- **Solive de portée : 4.2m**

$$R_{u2} = \frac{4.2 \times 14.43}{2} = 30.30 \text{KN}$$

$$R_{u1} + R_{u2} = 64.21 \text{KN}$$

ELS

- **Solive de portée : 4.7m**

$$R_{s1} = \frac{4.7 \times 10.51}{2} = 24.70 \text{KN}$$

- Solive de portée : 4.2m

$$R_{S2} = \frac{4.2 \times 10.51}{2} = 22.07\text{KN}$$

$$R_{S1} + R_{S2} = 46.77\text{KN}$$

▪ Les vérifications

a. Moment fléchissant

Le profilé **IPE450** est de classe 1 donc le moment fléchissant doit satisfaire à la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{2} = \frac{2.32 \times 8.4^2}{8} + \frac{64.21 \times 8.4}{2} = 290.06\text{KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1702 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 468.05\text{KN.m}$$

$$290.06\text{KN.m} < 468.05\text{KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + \frac{3Ru}{2} = \frac{2.32 \times 8.4}{2} + \frac{3 \times 64.21}{2} = 106.06\text{KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 5085}{\sqrt{3}} = 807.35\text{KN}$$

$$106.06\text{KN} < 807.35\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que : $f^{\max} \leq \bar{f}$

$$f^{\max} = f_1 + f_2$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.71 \times 8400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 1.56\text{mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 46.77 \times 8400^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 19.36\text{mm}$$

$$f^{\text{max}} = 19.36 + 1.56 = 20.92\text{mm}$$

$$\bar{f} = \frac{8400}{250} = 33.6\text{mm}$$

$$20.92\text{mm} < 33.6\text{mm}$$

Condition vérifiée

➤ Phase finale

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

- ✓ $G_p = 0.776 \text{ KN/m}$
- ✓ $G_{\text{terr}} = 6.58 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q_{\text{terr}} = 1 \text{ KN/m}^2$

▪ Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1.35[(G_{\text{terr}} \times b_{\text{poutre}}) + G_p] + 1.5 \times Q \times b_{\text{poutre}}$$

$$q_u = 3.02\text{KN/ml}$$

ELS

$$q_s = G_p + (G_{\text{terr}} \times b_{\text{poutre}}) + (Q \times b_{\text{poutre}})$$

$$q_s = 2.22\text{KN/ml}$$

▪ Les réactions des solives

ELU

- Solive de portée : 4.7m

$$R_{u1} = \frac{22.11 \times 4.7}{2} = 51.96\text{KN}$$

- Solive de portée : 4.2m

$$R_{u2} = \frac{22.11 \times 4.2}{2} = 46.43\text{KN}$$

$$R_{u1} + R_{u2} = 98.39\text{KN}$$

ELS

- Solive de portée : 4.7m

$$R_{s1} = \frac{16.14 \times 4.7}{2} = 37.93\text{KN}$$

- Solive de portée : 4.2m

$$R_{s2} = \frac{16.14 \times 4.2}{2} = 33.89\text{KN}$$

$$R_{s1} + R_{s2} = 71.82\text{KN}$$

- Largeur de la dalle collaborant (largeur participante)

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \frac{2L}{8}, b \right\} = \inf \left\{ 2.1\text{m}, 4.7\text{m} \right\}$$

$$b_{\text{eff}} = 2.1\text{m}$$

- Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times F_{ck}}{1.5} \times b_{\text{eff}} \times hc$$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 2100 \times 105$$

$$R_{\text{béton}} = 3123.75\text{KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 9880$$

$$R_{\text{acier}} = 2581.15\text{KN}$$

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

→ L'axe neutre, se trouve dans la dalle de béton.

- Les vérifications

a. Moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl, rd}$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est donné par :

$$M_{pl, rd} = R_{\text{acier}} \left(\frac{h_a}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{hc}{2} \right) \right)$$

$$M_{pl,rd} = 2581.15 \left(\frac{0.45}{2} + 0.105 + 0.055 - \left(\frac{2581.15}{3123.75} \times \frac{0.105}{2} \right) \right)$$

$$M_{pl,rd} = 881.77 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{2} = \frac{3.02 \times 8.4^2}{8} + \frac{98.39 \times 8.4}{2}$$

$$M_{sd} = 439.87 \text{KN.m}$$

$$439.87 \text{KN.m} < 881.77 \text{KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Effort tranchant

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

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

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{275 \times 5085}{1 \times \sqrt{3}} = 807.35 \text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + \frac{3Ru}{2} = \frac{3.02 \times 8.4}{2} + \frac{3 \times 98.39}{2}$$

$$V_{sd} = 160.27 \text{KN}$$

$$160.27 \text{KN} < 807.35 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que : $f^{max} \leq \bar{f}$

$$f^{max} = f_1 + f_2$$

$$f_1 = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_c}$$

$$I_c = \frac{(Aa + 2hp + ha)^2}{4(1 + \eta V)} + \frac{beff \times hc^3}{12\eta} + I_a$$

$$V = \frac{Aa}{beff \times hc} = \frac{9880}{2100 \times 105} = 0.044$$

$$\eta = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 1.003 \times 10^9 \text{mm}^4$$

$$f_1 = \frac{5 \times 2.22 \times 8400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.003 \times 10^9} = 0.68 \text{mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times 71.82 \times 8400^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.003 \times 10^9} = 10 \text{mm}$$

$$f^{\text{max}} = 0.68 + 10.68 = 10.68 \text{mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{8400}{250} = 33.6 \text{mm}$$

$$10.68 \text{mm} < 33.6 \text{mm}$$

Condition vérifiée

▪ **Calcul des connecteurs**

Type goujon :

- Hauteur : h = 95mm
- Diamètre : d = 19mm

On détermine Prd :

$$\text{Prd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29\alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

F_{ck} : Résistance caractéristique de béton25MPa

E_c : Module de Young de béton30500MPa

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs450MPa

$\gamma_v = 1.25$ Et $\alpha = 1$ pour $h/d = 5 > 4$

$$\text{Prd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 73.13 \text{KN} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81.66 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Prd} = K_t \times 73.13$$

- **Influence de bac d'acier**

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

$$K_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \frac{h - h_p}{h_p}$$

$h_p = 55\text{mm}$ (Hauteur de nervure) et $h = 95\text{ mm}$ (Hauteur de goujon)

$b_0 = 88.5\text{mm}$ (Largeur moyenne de la nervure)

$$K_t = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \times \frac{95 - 55}{55} = 0.70$$

$Prd = 51.19\text{KN}$

- **Effort tranchant repris par les goujons**

1) Détermination de R_L

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement R_L auquel les connecteurs sont tenus de résister entre le moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé par la formule suivante :

$$R_L = \inf(R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}})$$

$$R_L = \inf(3123.75; 2581.15)$$

$$R_L = 2581.15\text{KN}$$

2) Nombre de connecteurs par demi-portée

$$N^{\text{bre}} = \frac{R_L}{Prd} = \frac{2581.15}{51.19} = 50.42$$

Soit $N = 51$ goujon sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire 102 connecteurs sur toute la longueur de la poutre

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

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

$$E_{SP} = \frac{L}{N^{\text{bre}} - 1} = \frac{8400}{102 - 1} = 83.16\text{mm} < 95\text{mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **La solution**

La solution est d’avoir deux filles de connecteurs sur la semelle du profilé, on aura ainsi une connexion totale, dans ce cas, on aura N = 51 goujon par fille.

$$E_{SP} = \frac{L}{N^{bre} - 1} = \frac{8400}{51 - 1} = 168\text{mm} > 95\text{mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Plancher courant**

➤ **Phase finale**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

$$\text{Plancher courant} \begin{cases} G = 6.25\text{KN/m}^2 \\ Q = 2.5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau 10 : Les vérifications due la solive IPE450 (plancher courant).

Plancher courant		
Msd = 513.52KN.m	Mpl, rd = 881.77KN.m	Condition vérifiée
Vsd = 186.93 KN	Vpl, rd = 807.35KN	Condition vérifiée
$f^{\max} = 12.27\text{mm}$	$\bar{f} = 33.6\text{mm}$	Condition vérifiée

Conclusion

On a vérifié toutes les conditions donc on prend un **IPE450** pour toutes les poutres principales de notre structure.

Choix final :

Tableau 11 : Tableau récapitulatif pour les poutres et les solives de chaque usage.

Usage	Poutre principale	Poutre secondaire	solive
Terrasse inaccessible	IPE450	IPE200	IPE200
Habitation	IPE450	IPE200	IPE200
Bureau	IPE450	IPE200	IPE200

2.4.3 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui forment avec les poutres l'ossature des bâtiments métalliques. Ils sont chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur les poutres. Ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'un effort axial de compression. Parfois ils peuvent être comprimés et fléchis, sollicités en flexion composée.

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue en suivant les étapes suivantes :

1. On détermine l'effort normal pondéré à l'ELU qui sollicite le poteau à partir de la descente de charge $N_u = 1.35G + 1.5Q$.

G : poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié

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.

2. On calcule la section minimale du profilé d'acier aux ELU selon le CCM97 :

Le poteau le plus sollicité (poteau central) reprend une section de $37.38m^2$, il est représenté dans le schéma ci-dessous :

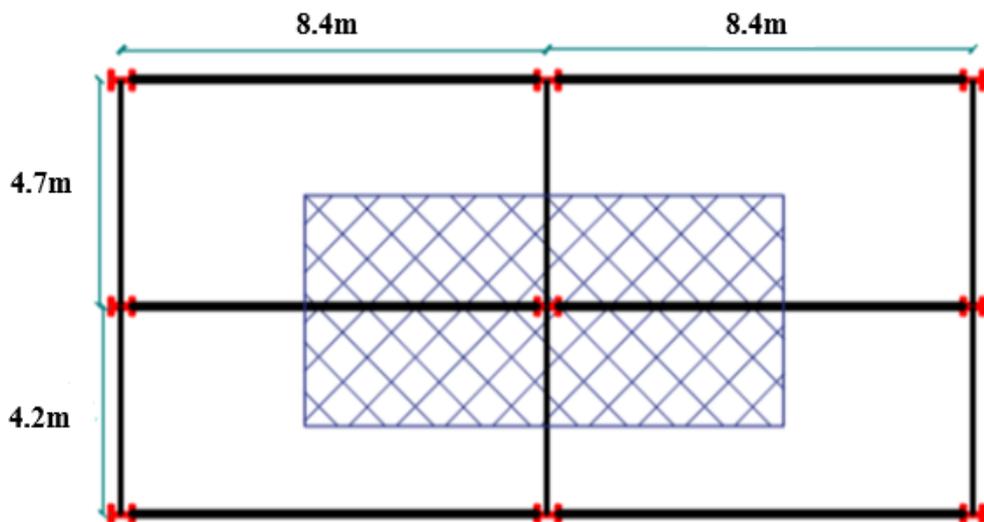


Figure 13: poteau central.

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

▪ **Exemple de calcul**

On a : Poteau central.....S= 37.38m²

Niveau 10 : Terrasse

Charge permanente : **6.58KN/m²**

Surcharge d'exploitation : **1KN/m²**

➤ **Charge permanente**

- ✓ Poids propre du plancher terrasse :..... 6.58×37.38=128.96KN
- ✓ GT Poids propre de la poutre porteuse :... ..0.776×8.4=6.52KN
- ✓ Poids propre de la poutre non porteuse0.224×4.7=1.053KN
- ✓ Poids propre des solives0.224×4.7×3=3.158KN

Gt=256.69KN

➤ **Charge d'exploitation**

Q=1×S= 37.38KN

N_{sd}=1.35Gt+1.5Q= 402.60 KN

➤ **Pré dimensionnement**

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{402.50 \times 10^3 \times 1}{275} = 1646\text{mm}^2$$

➔ On choisit un **HEA 500**

La charge d'exploitation de chaque étage d'après la loi de dégression dans le tableau ci-dessous :

Tableau 12 : La charge d'exploitation.

Niveau	Surcharges	Σ Surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	1
9 ^{ème} étage	Q ₁	Q ₀ + 1.5 = 2.5
9 ^{ème} étage	Q ₂	Q ₀ +0.95 (2× 2.5) = 3.85
8 ^{ème} étage	Q ₃	Q ₀ +0.90 (3 ×1.5) = 5.05
7 ^{ème} étage	Q ₄	Q ₀ +0.85 (4 ×1.5) = 6.1
6 ^{ème} étage	Q ₅	Q ₀ +0.8 (5 ×1.5) = 7
5 ^{ème} étage	Q ₆	Q ₀ +0.75 (6× 1.5) = 7.75
4 ^{ème} étage	Q ₇	Q ₀ +0.71 ((6× 1.5) + 2.5) =9.17
3 ^{ème} étage	Q ₈	Q ₀ +0.69 ((6× 1.5) + (2× 2.5)) = 10.66
2 ^{ème} étage	Q ₉	Q ₀ +0.66 ((6× 1.5) + (3× 2.5)) = 11.89
1 ^{er} étage	Q ₁₀	Q ₀ +0.65 ((6× 1.5) + (4 ×2.5)) = 13.35

Les résultats des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau 13 : La descente de charges et les profilés choisis des poteaux centraux.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Nsd (KN)	A (cm ²)	Profilé choisi
Terrasse	256.69	37.38	402.6	1464	HEA200
10 ^{ème} étage	501.05	93.45	816.59	2969.41	HEA200
9 ^{ème} étage	745.41	143.91	1222.17	4444.25	HEA260
8 ^{ème} étage	989.77	188.77	1619.34	5888.51	HEA260
7 ^{ème} étage	1234.13	228.02	2008.11	7302.22	HEA300
6 ^{ème} étage	1478.49	261.66	2388.45	8685.27	HEA300
5 ^{ème} étage	1722.85	289.70	2760.40	10037.82	HEA360
4 ^{ème} étage	1967.21	342.77	3169.89	11526.87	HEA360
3 ^{ème} étage	2211.57	398.47	3583.32	13030.25	HEA450
2 ^{ème} étage	2455.93	444.45	3982.18	14480.65	HEA450
1 ^{er} étage	2700.29	499.023	4393.93	15977.93	HEA500

▪ **Vérification de la résistance au flambement**

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Pour le niveau RDC de L= 3.85m (encasté-encasté) :

Profilé	b (mm)	H (mm)	Tf (mm)	Tw (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)
HEA 500	300	490	23	12	18750	208.8	72.4

$$\beta_a = 1 \text{ (classe 1)}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.91 \times \varepsilon = 86.39$$

– **Largeur de flambement**

$$L_{fy} = L_{fz} = 0.5L = 1.925 \text{ (encasté – encasté)}$$

– **Elancement maximal**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{1.925 \times 10^3}{20.98 \times 10} = 9.18$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{1.925 \times 10^3}{7.24 \times 10} = 26.58$$

$\lambda_z > \lambda_y \rightarrow$ Le plan de flambement est (xoz) et l'axe de flambement y-y.

– Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{26.58}{86.39} \times 1 = 0.31$$

0.31 > 0.2 \rightarrow Il existe un risque de flambement.

– Vérification du flambement

$$\frac{h}{b} = 1.63 > 1.2 \quad \text{et} \quad T_f = 21 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Donc la courbe de flambement est : courbe a ($\alpha = 0.21$)

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

$$\checkmark \quad \phi = 0.56$$

$$\checkmark \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\checkmark \quad \chi = 0.96$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.96 \times 1 \times 187.5 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 4500 \text{ KN}$$

$$4393.93 \text{ KN} < 4500 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Chapitre 3 Etude climatique

3.1 EFFET DE LA NEIGE

3.1.1 Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement **RNV2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

➤ Notre projet se trouve à une altitude de 30 m.

3.1.2 Calcul des charges de la neige

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{\S}3.1.1. \text{RNV2013})$$

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudié est situé à **ZERALDA**, qui correspond à la zone **B** Selon la classification de **RNV2013**.

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.7 \times h + 15}{100} \quad (\text{\S}4.2. \text{RNV2013})$$

Application : $S_k = 0,112 \text{ kN/m}^2$

Avec $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \mu = 0,8$ (Tableau 6.1. RNV99)

$$S = 0,896 \text{ kN/m}^2$$

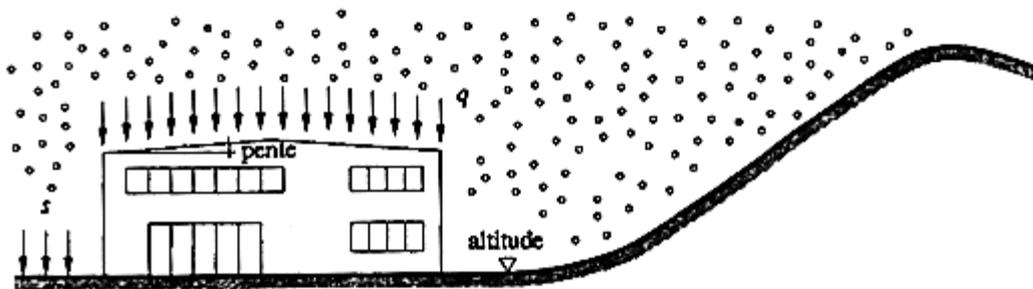


Figure 14 : Action due à la neige.

3.2 L'EFFET DU VENT

3.2.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au règlement **neige et vent 2013**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et les principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Selon le règlement **RNV 99**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

➤ Les directions sont comme suit :

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade **principale**.
- La direction V2 du vent : perpendiculaire à la façade **latérale**.

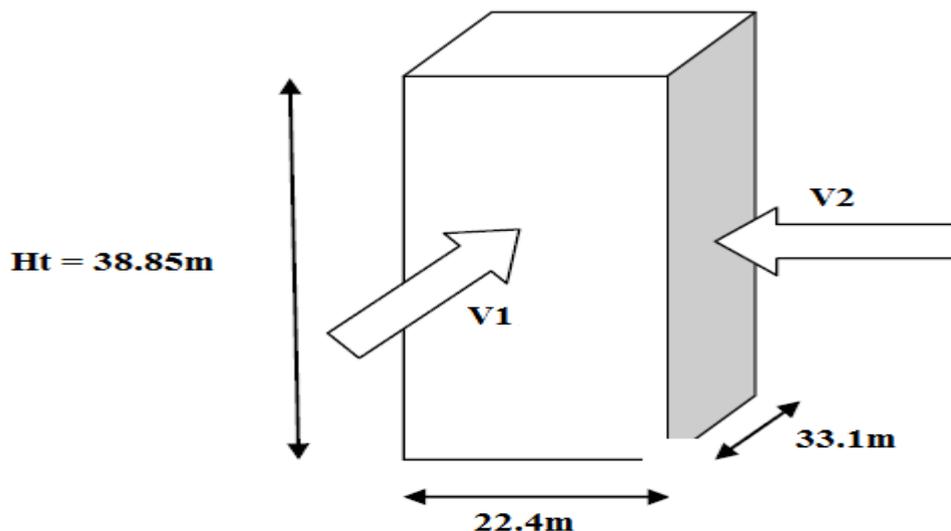


Figure 15 : Action du vent.

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent.

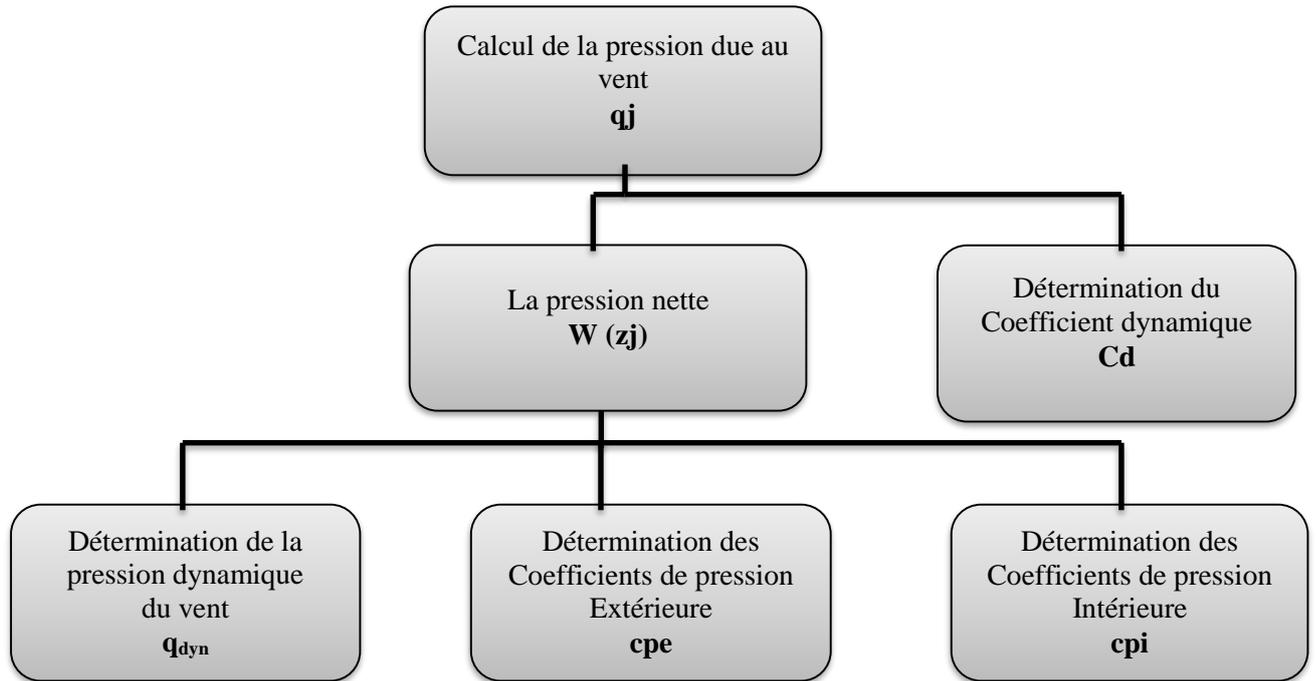


Figure 16 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent.

3.2.2 Données relatives au site

- **Catégorie du terrain** (chap2t ab.2.1)

Tableau 14 : Définition catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
<p>III</p> <p>Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur.</p>	0.125	0.3	5	0.61

• **Zone du vent** (AN.1)

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya d'Alger. Donc on est dans la zone **I** du vent.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la vitesse de référence :

Tableau 15 : Valeur de la vitesse de référence du vent.

Zone	qréf(N/m)	Vréf(m/s)
I	375	25

3.2.3 Pression dynamique de point

La pression dynamique de pointe qp (ze) est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e) \quad (\text{chap.2 §2.3})$$

3.2.3.1 Le coefficient d'exposition au vent

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.

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \quad (\text{chap.2 §2.4})$$

Avec :

-Cr : Coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4. RNV2013)

-Ct : Coefficient de topographie (Cf. §2.4.5.RNV2013)

-Iv(z) : Intensité de la turbulence (Cf. §2.4.6.RNV2013)

-Z (en m) : hauteur considéré

-CT = 1 pour $\phi < 0.05$ (site plat) (§2.4.5. RNV2013)

-Cr (z) = $kt \times \ln(Z/Z_0)$ Pour $Z_{min} < Z < 200$ m (§2.4.4. RNV2013)

-Iv (z) = $1 / Ct \times \ln(Z/Z_0)$ pour $Z > Z_{min}$ (§2.4.6.RNV2013)

Direction de vent (V1) $\begin{cases} H = 38.85\text{m} \\ B = 22.4\text{m} \end{cases} \rightarrow \text{Cas } b < h \leq 2b$

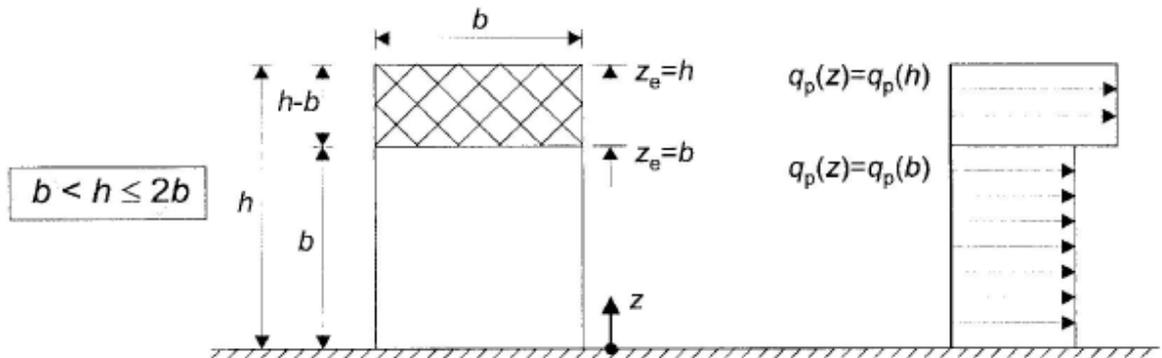


Figure 17 : Ze Hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique.

Tableau 16 : Valeurs de pression dynamique de point qp sens v1.

Hauteur	Z=Ze	C _r	C _t	I _v	C _e	q _{réf} (N/m)	qp(ze)N/m ²
0 à 22.4m	22.4	0.93	1	0.232	2.27	375	851.25
22.4 à 38.85m	38.85	1.0457	1	0.2056	2.6672	375	1000.2

Direction de vent (V2) $\begin{cases} H = 38.85\text{m} \\ B = 33.1\text{m} \end{cases} \rightarrow \text{Cas } b < h \leq 2b$

Tableau 17 : Valeurs de pression dynamique de point qp sens v2.

Hauteur	Z=Ze	C _r	C _t	I _v	C _e	q _{réf} (N/m)	qp(ze)N/m ²
0 à 33.1m	33.1	1.0113	1	0.2126	2.545	375	954.375
33.1 à 38.85m	38.85	1.0457	1	0.2056	2.6672	375	1000.2

3.2.4 Direction du vent V1

3.2.4.1 Calcul de la pression due au vent

3.2.4.1.1 Détermination de la pression aérodynamique

La pression dynamique W(Zj) agissante sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule

Suivante :

$$W(Zj) = qp(Ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{\S}2.5.2. \text{ RNV2013})$$

3.2.4.2 Détermination de coefficient de pression

3.2.4.2.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures Cpe

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \quad (\text{\S}5.1. \text{ RNV2013})$$

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

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

3.2.4.2.1.1 Paroi verticale

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; b = 22.4 m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; d=33.1 m.

e = min [b ; 2h] = min [22.4 ; 77.7] ; e = 22.4m

d < e La paroi est divisée en 4 zones de pression A, B,C , D et E qui sont illustrées sur la Figure suivante :

$$A=4.48m \quad B=17.92m \quad C=10.7m \quad D=E=22.4m$$

Tableau 18 : surface des zones en m².

A	B	C	D	E
174.048	696.192	415.695	840.24	840.24

Tableau 19 : C_{pe10} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.

A	B	C	D	E
C _{pe10}				
-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

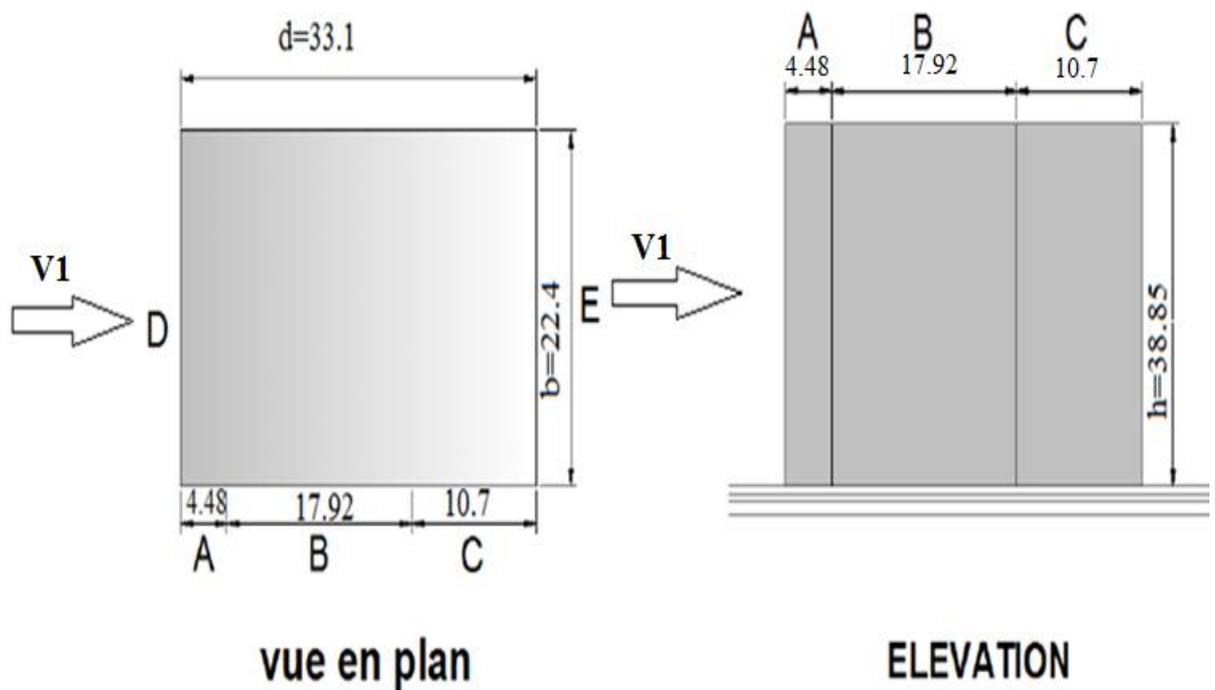


Figure 18 : dimension des parois verticales A, B, C.

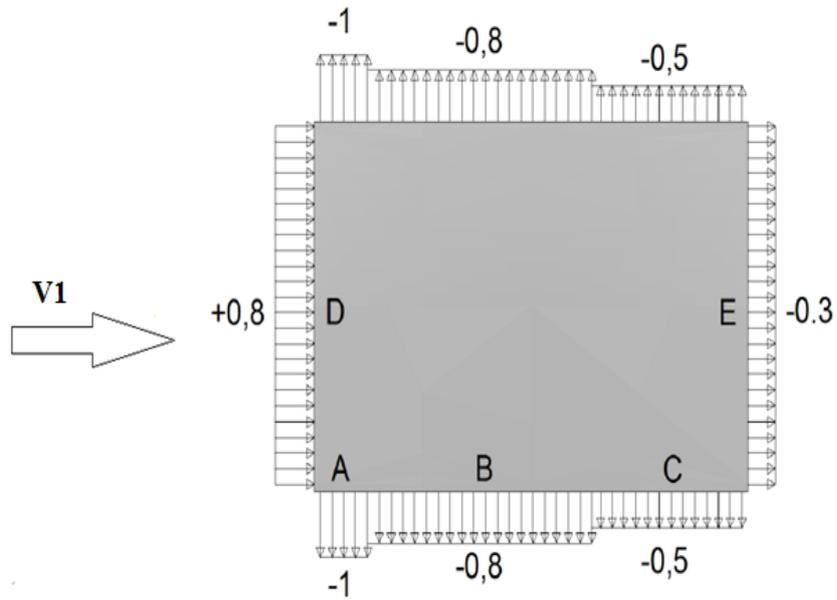


Figure 19 : valeur de Cpe pour chaque paroi verticale.

3.2.4.2.1.2 Terrasse

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$e = \text{Min} [b ; 2h] = 22.4$ m

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a:

$H_p/h = 0,015$

$e/4 = 5.6$ m

$e/10 = 2.24$ m

$e/2 = 11.2$ m

Tableau 20 : surface des zones en m².

F	G	H	I
12.544	25.088	200.704	490.56

Tableau 21 : valeur de Cpe pour la terrasse.

F	G	H	I
C _{pe 10}	C _{pe 10}	C _{pe 10}	C _{pe 10}
-1.6	-1.1	-0.7	±0,2

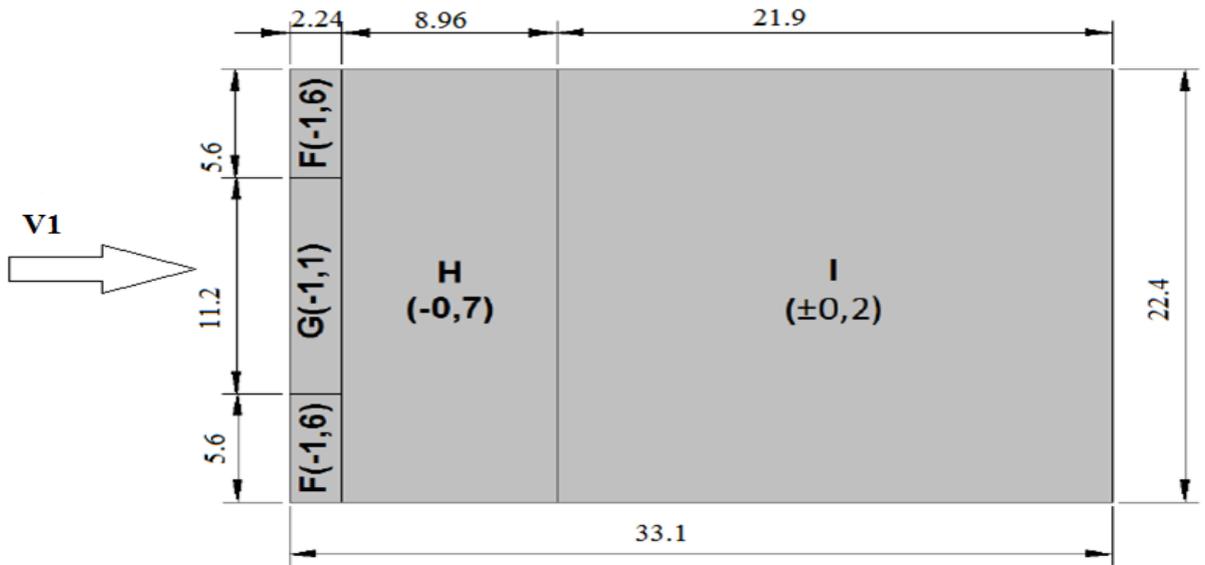


Figure 20 : valeur de Cpe pour la terrasse.

3.2.4.2.2 Calcul de coefficient de pression intérieure Cpi

μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{Des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

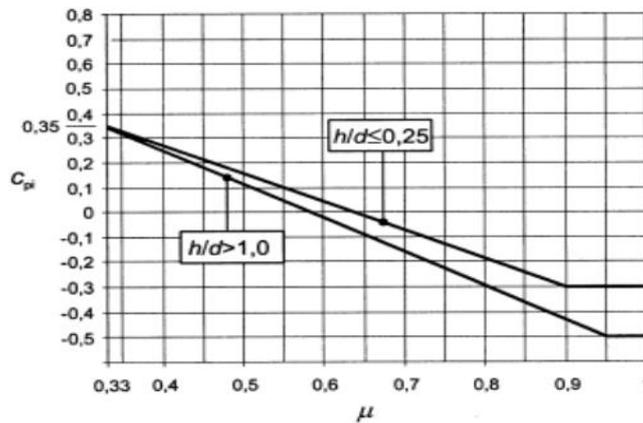


Figure 21 : Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures Uniformément réparties.

On a la surface totale des ouvertures =244.78m²

$$\begin{cases} \mu_p = \frac{112.005}{244.78} = 0.5 \\ \frac{h}{d} = \frac{38.85}{22.4} = 1.73 \end{cases} \rightarrow C_{pi} = 0.099$$

3.2.4.3 Valeur de la pression statique du vent

3.2.4.3.1 Pression sur les parois au vent (ZONE D)

Tableau 22 : Valeurs des pressions W sur la zone D.

Tronçon	q _p (N/m ²)	Aire A _{ref} (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W1(N/m ²)	W2(N/m ²)
0→22.4	851.25	870.24	0.8	0.099	681	339.65
22.4→38.85	1000.2	1285.94	0.8	0.099	800.16	399.08

3.2.4.3.2 Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent (zone A, B, C et E)

Tableau 23 : Valeurs des pressions W sur la zone A, B, C, et E.

Tronçon	q _p (N/m ²)	Aire A _{ref} (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W1(N/m ²)	W2(N/m ²)
A	1000.2	174.048	-1	0.099	-1000.2	-1099.22
B	1000.2	696.192	-0.8	0.099	-800.16	-899.18
C	1000.2	415.695	-0.5	0.099	-500.1	-599.12
E	1000.2	870.24	-0.3	0.099	-300.06	-399.08

3.2.4.3.3 Pression sur terrasse

Tableau 24 : Valeurs des pressions W sur terrasse.

Tronçon	q _p (N/m ²)	Aire A _{ref} (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W1(N/m ²)	W2(N/m ²)
F	1000.2	12.544	-1.6	0.099	-1600.32	-1966.34
G	1000.2	25.088	-1.1	0.099	-1100.22	-1199.24
H	1000.2	200.704	-0.7	0.099	-700.14	-799.16
I	1000.2	490.56	+0.2	0.099	+200.04	+101.02
I	1000.2	490.56	-0.2	0.099	-200.04	-299.06

3.2.5 Direction du vent V2

3.2.5.1 Calcul de la pression due au vent

3.2.5.1.1 Détermination de la pression aérodynamique

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\S 2.5.2. \text{RNV2013})$$

3.2.5.2 Détermination de coefficient de pression

3.2.5.2.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe}

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \quad (\S 5.1. \text{RNV2013})$$

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

✓ Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

3.2.5.2.1.1 Paroi verticale

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; $b = 33.1 \text{ m}$.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; $d = 22.4 \text{ m}$.

$$e = \min [b ; 2h] = \min [33.1 ; 77.7] \text{ m} = 33.1 \text{ m}$$

$d < e$ La paroi est divisée en 4 zones de pression A', B', D et E qui sont illustrées sur la Figure suivante :

$$A' = 6.62 \text{ m} \qquad B' = 26.48 \text{ m} \qquad D = E = 33.1 \text{ m}$$

Tableau 25 : surface des zones en m^2 .

A'	B'	D	C
257.187	1028.784	1285.935	1285.935

Tableau 26 : valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

A'	B'	D	E
$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$
-1	-0.8	0.8	-0.3

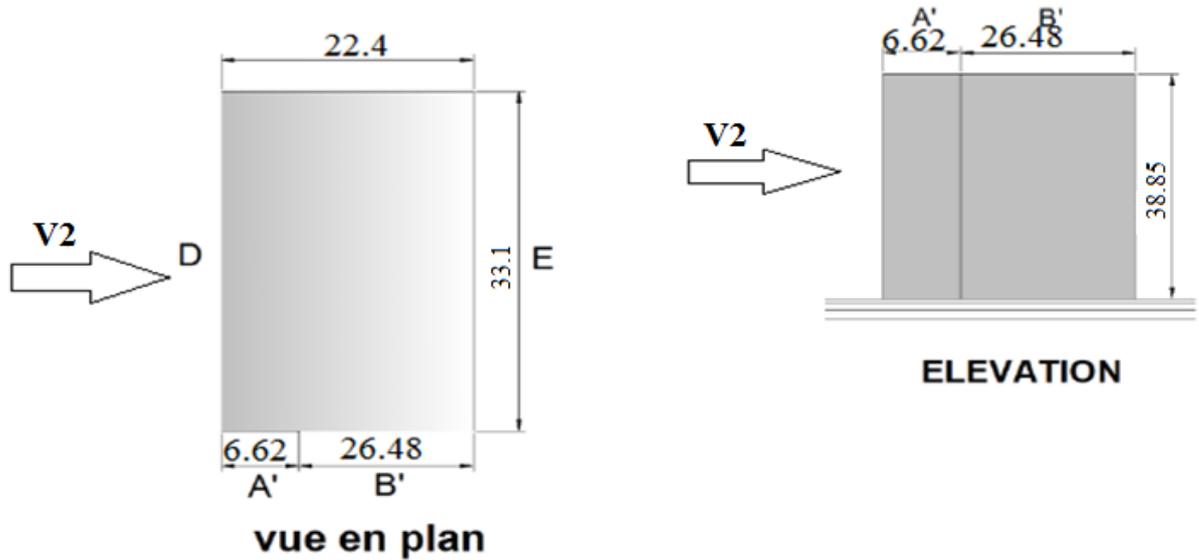


Figure 22 : dimension des parois verticales A', B' et E.

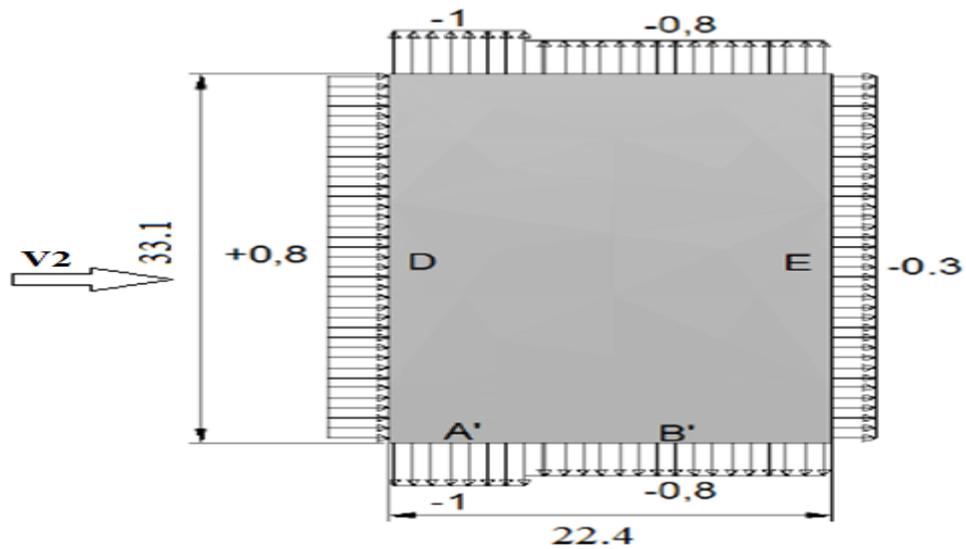


Figure 23 : valeur de Cpe pour la terrasse.

3.2.5.2.1.2 Terrasse

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° . Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 33.1 \text{ m}$$

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a:

$$H_p/h = 0,015$$

$$e/4 = 8.275 \text{ m}$$

$$e/10 = 3.31 \text{ m}$$

$$e/2 = 16.55 \text{ m}$$

Tableau 27 : surface des zones en m².

F	G	H	I
27.39	82.17	438.244	193.635

Tableau 28 : valeur de Cpe pour la terrasse.

F	G	H	I
C _{pe 10}	C _{pe 10}	C _{pe 10}	C _{pe 10}
-1.6	-1.1	-0.7	±0,2

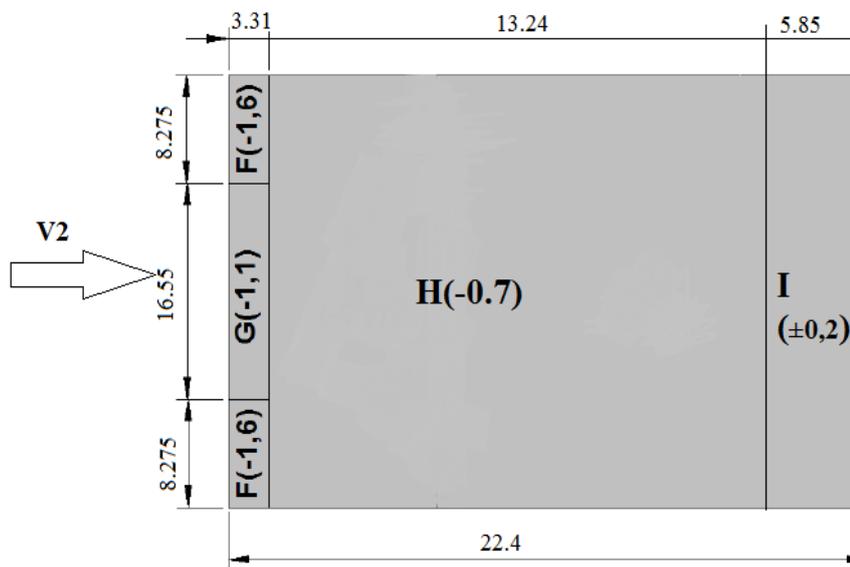


Figure 24 : valeur de Cpe pour la terrasse.

3.2.5.2.2 Calcul de coefficient de pression intérieure Cpi

μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{Des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

On a la surface totale des ouvertures = 244.78m²

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{112.005}{244.78} = 0.46 \\ \frac{h}{d} = \frac{38.85}{22.4} = 1.17 \end{array} \right. \rightarrow C_{pi} = 0.149$$

3.2.5.3 Valeur de la pression statique du vent

3.2.5.3.1 Pression sur les parois au vent (ZONE D)

Tableau 29 : Valeurs des pressions W sur la zone D.

Tronçon	q_p (N/m ²)	Aire A_{ref} (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W1(N/m ²)	W2(N/m ²)
0→33.1	954.375	1095.61	0.8	0.149	763.5	621.30
33.1→38.85	1000.2	1285.94	0.8	0.149	800.16	651.13

3.2.5.3.2 Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent (zone A', B', et E)

Tableau 30 : Valeurs des pressions W sur la zone A', B', et E.

Tronçon	q_p (N/m ²)	Aire A_{ref} (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W1(N/m ²)	W2(N/m ²)
A'	1000.2	257.187	-1	0.149	-1000.2	-1149.23
B'	1000.2	1028.784	-0.8	0.149	-800.16	-949.19
E	1000.2	1285.94	-0.3	0.149	-300.06	-449.09

3.2.5.3.3 Pression sur terrasse

Tableau 31 : Valeurs des pressions W sur terrasse.

Tronçon	q_p (N/m ²)	Aire A_{ref} (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W1(N/m ²)	W2(N/m ²)
F	1000.2	27.39	-1.6	0.149	-1600.32	-1451.3
G	1000.2	82.17	-1.1	0.149	-1100.22	-951.2
H	1000.2	438.244	-0.7	0.149	-700.14	-551.1102
I	1000.2	139.635	+0.2	0.149	+200.04	+51.01
I	1000.2	139.635	-0.2	0.149	-200.04	-349.07

3.2.6 Action d'ensemble

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

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} [N]$$

Avec : C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

A_{ref} : Surface élémentaire.

3.2.6.1 Le coefficient dynamique C_d

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

Formule générale :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_V(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 \times R^2}}{1 + 7I_V(Z_{eq})}$$

➤ **Calcul du coefficient dynamique C_d**

3.2.6.1.1 Direction V1

$h = 38.85m$

$b = 22.4m$

• **Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction**

$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$ (figure 3.1 §3.3. RNV2013)

$Z_{eq} = 0.6 \times 38.5 = 23.1 \geq Z_{min} = 5m$

• **$I_V(z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$**

$$I_V = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{min} \quad (\S 2.4.6. RNV2013)$$

Avec : $Z_{eq} = 23.1m$

$Z_0 = 0.3m$

$I_V = 0.230$

• **Q_2 : Partie quasi statique**

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L_i}\right)^{0.63}}$$

$$l_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = 0.61$$

$L_i = 80.85m$

$Q^2 = 0.568$

• **R2: Partie résonnante**

$$R^2 = \frac{P}{2 \times \delta} \times R_N \times R_H \times R_B \quad (\S 3.3.2.RNV2013)$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05 \quad (\text{Tableau 3.1 RNV2013})$$

$$\delta_a = 0 \quad (\S 3.3.2.RNV2013)$$

$$\delta = 0,05 + 0$$

$$\delta = 0,05$$

n_{lx} : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction x

RN: Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance

$$R_N = \frac{0.68 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}} \quad (\S 3.3.2. RNV2013)$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par :

$$N_x = \frac{n_{1x} \times l_i(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})} \quad (\S 3.3.2. RNV2013)$$

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{ref} \quad (\text{ANNEXE 2. RNV2013})$$

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{ref}$$

$$C_r = K_t \times \ln \left(\frac{Z_{eq}}{Z_0} \right) \quad \text{Pour } Z_{min} < Z < 200 \text{ m}$$

$$C_r = 0.94$$

$$C_t = 1$$

$$V_{ref} = 25 \text{ m/s} \quad (\text{ANNEXE 2. RNV2013})$$

$$V_m(z_{eq}) = 0.94 \times 1 \times 25$$

$$V_m(z_{eq}) = 23.5 \text{ m/s}$$

• **Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale dans la direction**

V1

$$n_{1x} = \frac{0.5}{\sqrt{F}} \quad [H_z] \quad (\S 3.3.4. RNV2013)$$

$$n_{1x} = 1.184$$

$$N_x = 4.07$$

$$R_n = 0.0534$$

Rh et Rb : Fonctions d'admittance aérodynamique :

$$R_h = \left(\frac{1}{n_h}\right) - \frac{1}{2 \times n_h^2} \times (1 - e^{-2n_h}) \quad \text{pour } n_h \geq 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{n_b}\right) - \frac{1}{2 \times n_b^2} \times (1 - e^{-2n_b}) \quad \text{pour } n_b \geq 0$$

$$n_h=8.996$$

$$n_b= 5.187$$

$$R_h=0.1049$$

$$R_b= 0.1742$$

$$R^2=0.0963$$

- **Calcul de facteur de pointe « g »**

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

$$g=3.478 >3$$

- **Calcul de la fréquence moyenne**

$$v = n_{1x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.8 \text{ [Hz]}$$

$$V= 0.381 >0.08$$

$$\mathbf{Cd = 0.881}$$

3.2.6.1.2 Direction V2

Tableau 32 : tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient Cd direction 2.

Paramètre	Résultat
Li	80.85
Q ²	0.543
n1X (Hz)	1.184
Δ	0.05
Vm (zeq)	23.5
Nx	4.07
Rn	0.0534
n	nh=8.996
	nb=7.665
Rh	0.105
Rb	0.122
R ²	0.0675
V	0.123>0.08
G	3.14>3
Iv (zeq)	0.230
Cd	0.812

Tableau 33 : tableau récapitulatif pour les valeurs de Cd dans les deux directions.

	La direction	Le coefficient dynamique Cd
H=38.85/ B=22.4	V1	0.881
H=38.85/ B=33.1	V2	0.812

3.2.6.2 Calcul de coefficient de forme

3.2.6.2-1 Direction V1

$$C_f = C_{f0} \times \psi_\lambda \quad (\S 4.1. RNV2013)$$

C_{f0} : Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini.

ψ_λ : Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif λ_e .

$$C_{f0} = 2.28 \quad (\text{Figure 4.4 } \S 4.2. RNV2013)$$

$$\lambda_e = \max (0.7 \times l/b ; 70) \quad (\text{Tableau 4.1 } \S 4.1.2 RNV2013)$$

$$= \max (0.7 \times 33.1 / 22.4 ; 70)$$

$$\lambda_e = 70$$

$$\text{Pour } \varphi = 1 \text{ et } \psi_\lambda = 0,92 \quad (\S 4.1.1 RNV2013)$$

$$C_f = 2.28 \times 0.92$$

$$C_f = 2.1$$

3.2.6.2.2 Direction V2

$$C_{f0} = 1.9 \quad (\text{Figure 4.4 } \S 4.2. RNV2013)$$

$$\lambda_e = \max (0.7 \times l/b ; 70) \quad (\text{Tableau 4.1 } \S 4.1.2 RNV2013)$$

$$= \max (0.7 \times 22.4 / 33.1 ; 70)$$

$$\lambda_e = 70$$

$$\text{Pour } \varphi = 1 \text{ et } \psi_\lambda = 0,92 \quad (\S 4.1.1 RNV2013)$$

$$C_f = 1.9 \times 0.92$$

$$C_f = 1.75$$

Tableau 34 : Force d'application d'ensemble direction V1.

Tronçon	H (m)	L (m)	C_a	C_f	q_p (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	F_w (Kn)	F_w cumulé (Kn)
0 → 22.4	22.4	33.1	0.881	1.75	851.25	501.76	654.37	654.37
22.4 → 38.85	38.85	33.1	0.881	1.75	1000.2	870.24	1341.96	1996.33

Tableau 35 : Force d'application d'ensemble direction V2.

Tronçon	H (m)	L (m)	C _d	C _r	q _p (N/m ²)	A _{ref} (m ²)	F _w (Kn)	F _w cumulé (Kn)
0→33.1	33.1	22.4	0.818	2.1	954.375	1095.61	1796.02	1796.02
33.1→38.85	38.85	22.4	0.818	2.1	1000.2	1285.94	2290.43	4005.45

3.2.6.3 Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) sont inférieures ou égales à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

La Condition à vérifier : $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$.

Direction V1 : $2(33.1 \times 38,85) \leq 4(2(22.4) \times 38.85)$

$$2571.87\text{m}^2 \leq 6961.92\text{m}^2 \text{ la condition est vérifiée.}$$

Direction V2 : $2(22.4 \times 38.85) \leq 4(2(33.1) \times 38.85)$

$$1740.48\text{m}^2 \leq 10287.48\text{m}^2 \text{ la condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

Chapitre 4 Etude dynamique

4.1 INTRODUCTION

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution et la vérification des conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

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

4.1.1 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

4.1.2 La méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage **2** et sa hauteur dépasse les **30 m**.

- ✓ Donc on opte pour la méthode modale spectrale.

4.1.3 La méthode modale spectrale

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

4.1.3.1 Principe

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad K_T \leq 0.2 \text{ sec} \quad (4.14)$$

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

4.1.3.2 Analyse spectrale

A. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0.3s \end{cases} \quad (4.13)$$

B. Représentation graphique du spectre de réponse



Figure 25 : représentation de graphe pour un spectre de réponse du 1er model.

Avec :

- g : accélération de la pesanteur, (g =9,81N)
- A : coefficient d'accélération de zone, (A=0,25)
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (R=4).
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T1 =0,15sec, T2 =0,40sec)
- Q : Facteur de qualité. (Q = 1,10)

C. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le « 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 $0,8V/V_T$.

4.2 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1)$$

Avec :

4.2.1 A : coefficient d'accélération de zone

- Groupe d'usage : **2** (bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas **48m**).

-Zone sismique : **III (wilaya d'Alger)**.

4.2.2 D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$$\text{Catégorie S3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

η : Est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

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

$\xi=5$ (Tableau 4.2) donc on prend $\eta = 1$.

4.2.3 Estimation de la période fondamentale de la structure

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 :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad ; \quad T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

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

✓ Dans notre cas $h_N=38.85m$.

C_T : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

✓ $C_T=0.05$ (Tableau 4.6)

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

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 38.85^{\frac{3}{4}} = 0.78s$$

$$\begin{cases} \rightarrow D_X = 22.4 \\ \rightarrow D_Y = 33.1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_X = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_X}} = 0.74s \\ T_Y = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_Y}} = 0.61s \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{sens (x - x)} T_X = \min(0.74 ; 0.78)s \\ \text{sens (y - y)} T_Y = \min(0.61 ; 0.78)s \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_X = 0.74s \\ T_Y = 0.61s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \\ T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow D_y = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \end{cases} \begin{cases} D_x = 2.5\eta(0.5/0.74)^{2/3} = 1.93 \\ D_y = 2.5\eta(0.5/0.61)^{2/3} = 2.19 \end{cases}$$

4.2.4 R : coefficient de comportement

Coefficient de comportement global de la structure ; fonction du système de contreventement. **R=4**

« Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portique métallique en façade » (tab.4.3).

4.2.5 Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (4.4)$$

Tableau 36 : valeurs des pénalités Pq.

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx	Observée (O/N)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0	Non	0
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$Q//xx = 1 + (0+0.05+0+0+0+0) = 1.05$

$Q//yy = 1 + (0+0.05+0+0+0+0) = 1.05$

4.2.6 W : poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta Q_{Oi} \quad (4.5)$$

Avec :

- W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».
- W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».
- W_{Qi} : Surcharges d’exploitation au niveau « i ».
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau (Tableau 4.5)

- $\beta = 0,2$

4.3 Résultats de l’analyse dynamique

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

4.3.1 Modèle 1

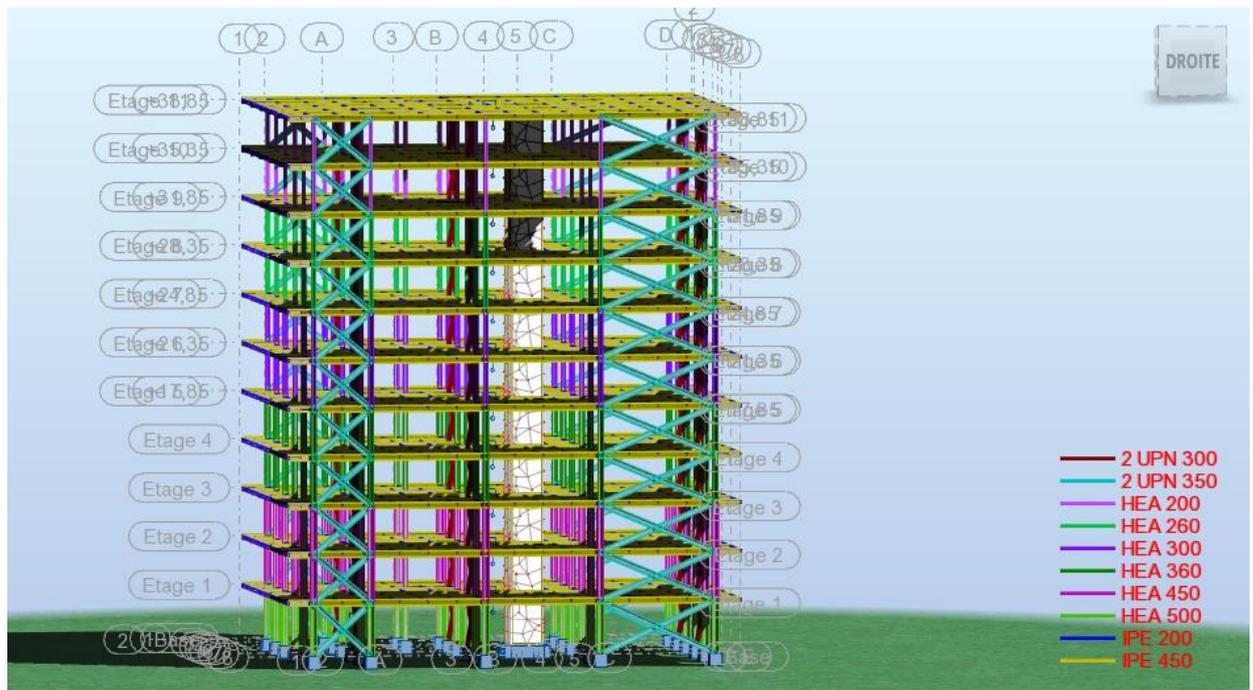


Figure 26 : Vue 3D du 1er modèle.

Poutre principales	IPE450
Poutre secondaires	IPE200
Solives	IPE200
Poteaux	HEA500 ;HEA450 ;HEA360 ;HEA300 :HEA260 HEA200
Contreventement en X	2UPN300(sens X) ; 2UPN350(sens Y)
Noyau central	Ep=30cm

4.3.1.1 Les résultats du model initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale T=1.43
- 1er mode une translation suivant x-x
- 2 ème mode une translation suivant y-y
- 3 ème mode une rotation.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode

Tableau 37 : Participation massique du modèle initial.

Modes	Période s	Sum Ux	Sum Uy	Ux	Uy	Uz
1	1,43	63,72	0,12	63,72	0,12	0
2	1,12	63,72	59,38	0,00	59,26	0
3	1,05	64,96	66,18	1,24	6,80	0
4	0,31	84,35	66,18	19,40	0,01	0
5	0,28	84,38	84,70	0,03	18,51	0
6	0,27	85,21	85,65	0,83	0,95	0
7	0,13	91,48	85,71	6,28	0,06	0
8	0,13	91,81	91,88	0,32	6,16	0
9	0,12	92,69	92,52	0,88	0,65	0
10	0,08	94,89	92,66	2,20	0,14	0

4.3.1.2 Résultantes des forces sismiques

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

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

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

$$\begin{cases} T_X = \min(1.3 \times T_X = 0.96 ; T_{anal} = 1.43) s \\ T_Y = \min(1.3 \times T_Y = 0.79 ; T_{anal} = 1.43) s \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_X = 0.96 s \\ T_Y = 0.79 s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_2 \leq T \leq 3.0 s \rightarrow D_X = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \\ T_2 \leq T \leq 3.0 s \rightarrow D_Y = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} D_X = 2.5\eta(0.5/0.96)^{2/3} = 1.62 \\ D_Y = 2.5\eta(0.5/0.79)^{2/3} = 1.84 \end{cases}$$

4.3.1.3 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0.8V (kN)
x-x	0.25	1.62	1.1	4	53881,80	6001.08	4800,868
y-y	0.25	1.84	1.1	4	53881,80	6816.05	5452,838

0,8V_x	4800.868	r1	1.42
Ex max	3364.33		
0,8 V_y	5452.838	r2	1.61
Ey max	3367.7		

4.3.1.4 Vérification du déplacement inter-étage

Selon l'article 5.10 de RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

➤ Avec :

$\bar{\Delta} = 1\% \text{ } h_e$ OÙ : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_k^x = R \times r_x \times \delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R \times r_y \times \delta_{ek}^y$$

➤ Coefficient de comportement R=4

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 38 : déplacement inter-étage dans le sens x-x.

Etage	Ux cm	Delta Ux (cm)	H poteau (cm)	0,01h (cm)	Note
10	32,1	3,9	350	3.5	NV
9	28,2	3.9	350	3.5	NV
8	24,3	3.9	350	3.5	NV
7	20,4	3.8	350	3.5	NV
6	16,6	3.6	350	3.5	NV
5	13,0	3.3	350	3.5	V
4	9,7	3	350	3.5	V
3	6,7	2.5	350	3.5	V
2	4,1	2	350	3.5	V
1	2,1	1.4	350	3.5	V
RDC	0,7	0.7	385	3.85	V

Tableau 39 : déplacement inter-étage dans le sens Y-Y.

Etage	Uy (cm)	Delta Uy (cm)	H poteau (cm)	0,01h (cm)	Note
10	22.3	2.7	350	3.5	V
9	19.6	2.6	350	3.5	V
8	17	2.6	350	3.5	V
7	14.4	2.6	350	3.5	V
6	11.8	2.5	350	3.5	V
5	9.3	2.3	350	3.5	V
4	7	2	350	3.5	V
3	5	1.8	350	3.5	V
2	3.2	1.5	350	3.5	V
1	1.7	1.1	350	3.5	V
RDC	0.6	0.6	385	3.85	V

Conclusion : Vu que les déplacements latéraux inter étage suivant X dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

4.3.2 Modèle finale

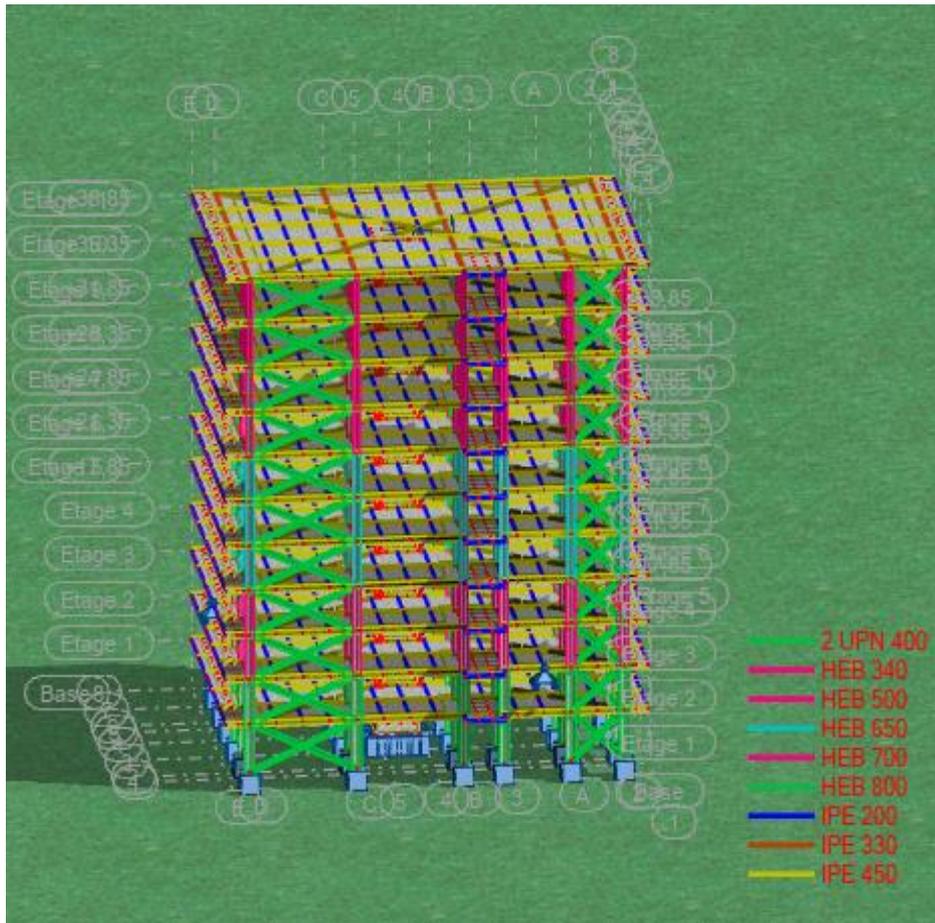


Figure 27 : Vue 3D du modèle finale.

✓ Dans cette étape on augmente les sections des poteaux et des contreventements

Poutre principales	IPE450
Poutre secondaires	IPE330
Solives	IPE200
Poteaux	HEB800 ;HEB700 ;HEB650 ;HEB500 ;HEB340
Contreventement en X	2UPN400
Noyau central	Ep=30cm

4.3.2.1 Les résultats du model initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale T=1.16s
- 1 er mode une translation suivant x-x
- 2 ème mode une translation suivant y-y
- 3 ème mode une rotation.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode

Tableau 40 : Participation massique du modèle initial.

Modes	Période s	Sum Ux	Sum Uy	Ux	Uy	Uz
1	1.16	64.26	0.62	64.26	0.62	0
2	1.02	65.21	64.42	0.94	63.80	0
3	0.92	65.71	68.10	0.50	3.68	0
4	0.25	67.26	84.40	1.56	16.31	0
5	0.24	83.89	86.36	16.62	1.96	0
6	0.22	86.40	86.57	2.51	0.21	0
7	0.11	86.50	86.5	0.11	5.92	0
8	0.11	91.15	91.15	4.64	0.28	0
9	0.10	93.49	93.49	2.34	0.06	0
10	0.07	93.55	93.55	0.06	2.73	0

4.3.2.2 Résultantes des forces sismiques

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

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

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

$$\begin{cases} T_x = \min(1.3 \times T_x = 0.96 ; T_{anal} = 1.03)s \\ T_y = \min(1.3 \times T_y = 0.79 ; T_{anal} = 1.03)s \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0.96s \\ T_y = 0.79s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_2 \leq T \leq 3.0 s \rightarrow D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \\ T_2 \leq T \leq 3.0 s \rightarrow D_y = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5\eta(0.5/0.96)^{2/3} = 1.62 \\ D_y = 2.5\eta(0.5/0.79)^{2/3} = 1.84 \end{cases}$$

4.3.2.3 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0.8V (kN)
x-x	0.25	1.62	1.1	4	57801,1	6437,60	5150,08
y-y	0.25	1.84	1.1	4	57801,1	7311,84	5849,47

0,8V_x	5150,08	r ₁	0,89
Ex max	5730,82		
0,8 V_y	5849,47	r ₂	0,94
Ey max	6202,94		

4.3.2.4 Vérification du déplacement inter-étage

Selon l'article 5.10 des RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 41 : déplacement inter-étage selon les deux sens.

Etage	U _x (cm)	Delta U _x (cm)	U _y (cm)	Delta U _y (cm)	H poteau (cm)	0,01h (cm)	Note
10	23.7	2.8	19.3	2	350	3.5	V
9	21	2.8	17.3	2.1	350	3.5	V
8	18.1	2.8	15.2	2.1	350	3.5	V
7	15.3	2.8	13.1	2.2	350	3.5	V
6	12.6	2.6	10.9	2.1	350	3.5	V
5	9.9	2.5	8.8	2.1	350	3.5	V
4	7.5	2.3	6.8	1.9	350	3.5	V
3	5.2	2	4.8	1.7	350	3.5	V
2	3.2	1.6	3.1	1.5	350	3.5	V
1	1.7	1.1	1.6	1.1	350	3.5	V
RDC	0.6	0.6	0.6	0.6	385	3.85	V

4.3.2.5 Vérification de l'effet P-Δ (effet de second ordre)

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1 \quad (5.6)$$

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

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.

Tableau 42 : Vérification de l'effet P-Δ selon les deux sens.

Etage	H _k (cm)	P _k (kN)	Δ _k (cm)	sens x-x V _k (kN)	θ _k	P _k (kN)	Δ _k (cm)	sens y-y V _k (kN)	θ _k	Note
10	350	5096.44	2.8	1224.01	0.033	5096.44	2	1288,8	0.022	V
9	350	10188.7	2.8	2081.56	0.039	10188.7	2.1	2196,79	0.03	V
8	350	15310.1	2.8	2676.34	0.045	15310.1	2.1	2863,16	0.032	V
7	350	20160.7	2.8	3137.94	0.052	20160.7	2.2	3408,18	0.037	V
6	350	25631.9	2.6	3550.49	0.053	25631.9	2.1	3871,84	0.04	V
5	350	30823.7	2.5	3932.7	0.056	30823.7	2.1	4286,03	0.043	V
4	350	36015.5	2.3	4282.03	0.055	36015.5	1.9	4669,28	0.042	V
3	350	41356.1	2	4616.83	0.051	41356.1	1.7	5021,34	0.04	V
2	350	46707	1.6	4920.89	0.043	46707	1.5	5321,65	0.037	V
1	350	52063.4	1.1	5151.08	0.031	52063.4	1.1	5552,04	0.03	V
RDC	385	57801.1	0.6	5263.69	0.017	57801.1	0.6	5665.24	0.016	V

4.3.2.6 Justification du coefficient de comportent

Tableau 43 : Justification du coefficient de comportent.

Sens	Totale	Voile	CV	% Voile	% CV	Vérification
Ex	5730.82	1103.28	4480	19.2	78	V
Ey	6202.94	2442,43	3299,14	40	53	V
Wx	57801.1	9241,43	45670,2	16	80	V
Wy	57801.1	20753,45	29860,59	36	52	V

Conclusion :

Les résultats obtenus par le model sont vérifiés et satisfaisants pour les exigences de **RPA99 version 2003** :

- Les modes de translation.
- La participation massique.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements inter-étages.
- L'effet P- Δ (seconde ordre).
- Justification du coefficient de comportent.

Chapitre 5 Vérification des éléments

5.1 VERIFICATION DES POTEAUX

Le pré-dimensionnement des poteaux a été établie vis-à-vis du flambement et après étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et en compression axiale.

5.1.1 Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée ou chaque poteau est normal soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites dans le règlement sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) ; \mu_y \leq 0.90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) ; \mu_z \leq 0.90$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

$\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

5.1.2 Exemple de calcul

10^{ème} étage (HEB340)

Hauteur d'étage : 3.5m

Profilé	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	Wpl.y (cm ³)	Wpl.z (cm ³)	Wel.y (cm ³)	Wel.z (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEB340	170.9	36660	9690	2408	985.7	2158	646	14.65	7.53

$$\text{Plan } y - y: \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.3 \times \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93.3 \times \varepsilon} ; \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

$$\text{Plan } z - z: \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.3 \times \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93.3 \times \varepsilon}$$

Alors ;

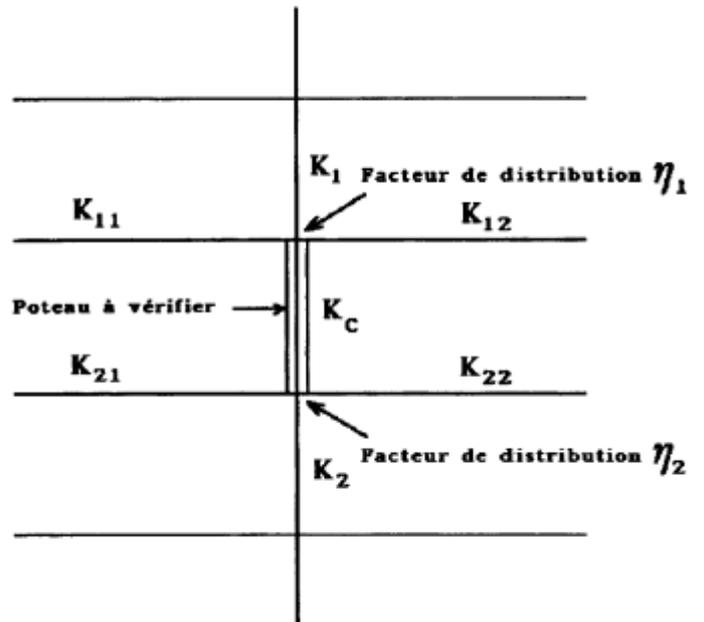
$$\frac{L_f}{L_0} = \left(\frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right)$$

Avec ;

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_{c1}}{k_c + k_{c1} + k_{p11} + k_{p12}}$$

$$\eta_2 = \frac{k_c + k_{c2}}{k_c + k_{c2} + k_{p21} + k_{p22}}$$

- K_c c'est la rigidité ou K_c (la raideur) du poteau concerné
- K_{c1} et K_{c2} la rigidité des poteaux adjacents
- K_{p_{ij}} la rigidité des poutres associées au nœud considéré



Plan y-y :

$$K_c = k_{c2} = \frac{I_y(\text{HEB340})}{h} = \frac{36660 \times 10^4}{3500} = 104742.86$$

$$K_{c1} = 0$$

$$K_{p11} = K_{p21} = \frac{I_y(\text{IPE330})}{L(\text{IPE330})} = \frac{11770 \times 10^4}{4700} = 25042.55$$

$$K_{p22} = K_{p12} = \frac{I_y(\text{IPE330})}{L} = \frac{11770 \times 10^4}{4200} = 29023.81$$

$$\triangleright \begin{cases} \eta_1 = 0.66 \\ \eta_2 = 0.79 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0.80 \implies L_{fy} = 2804.87$$

Plan z-z

$$K_c = k_{c2} = \frac{I_z(\text{HEB340})}{h} = \frac{9690 \times 10^4}{3500} = 27685.714$$

$$K_{c1} = 0$$

$$K_{p11} = K_{p21} = K_{p22} = K_{p12} = \frac{I_y(\text{IPE450})}{L(\text{IPE330})} = \frac{33740 \times 10^4}{8400} = 40166.67$$

$$\triangleright \begin{cases} \eta_1 = 0.26 \\ \eta_2 = 0.41 \end{cases} ; \frac{L_{fz}}{L_0} = 0.61 \implies L_{fz} = 2159$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{2804.87/146.5}{85.83} = 0.22$$

$$\left[\begin{aligned} \bar{\lambda}_z &= \frac{2159/75.3}{85.83} = 0.33 \\ & \text{Il y'a un risque de flambement en plan y-y et z-z } (\bar{\lambda} > 0.2) \end{aligned} \right.$$

▪ **Le choix de courbe de flambement**

$$\frac{h(\text{HEB340})}{b(\text{HEB340})} = \frac{340}{300} = 1.13 < 1.2; \quad t_f = 21.5\text{mm} < 100\text{mm}$$

$$\alpha_y = 0.34 ; \quad \alpha_z = 0.49$$

$$\left\{ \begin{aligned} \text{plan y - y: } \phi_y &= 0.5 \times (1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2)) + \bar{\lambda}_y^2 = 0.53 \\ \text{Plan z - z: } \phi_z &= 0.5 \times (1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2)) + \bar{\lambda}_z^2 = 0.58 \end{aligned} \right.$$

$$\begin{cases} \text{plany} - y: \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}y^2}} = 0.99 \\ \text{planz} - z: \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}z^2}} = 0.93 \end{cases} \quad \chi_{\min} = 0.93$$

Calcul de Ky et Kz

$Mz, sd^{max} \rightarrow Nsd^{corr}$ et My, sd^{corr}

$\beta_{M\phi,y} = 1.8 - 0.7\phi$; Avec $\phi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$

$\phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0.047 \dots \dots \dots \beta_{My} = 1.81$

$\phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -0.08 \dots \dots \dots \beta_{Mz} = 1.80$

$K = 1 - \frac{\mu \times N_{sd}}{\chi \times A \times f_y}$; Avec $\mu = \bar{\lambda} \times (2\beta_M - 4) + \left(\frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}}\right)$

$\mu_y = 0 < 0.90$; $\mu_z = -0.05 < 0.90$

$K_y = 1 < 1.5$; $K_z = 1 < 1.5$

$$\frac{61730}{0.94 \times 17090 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1 \times (324.09) \times 10^6}{2408000 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1 \times 0 \times 10^6}{985700 \times \frac{275}{1.1}} = 0.56 < 1$$

Condition vérifiée

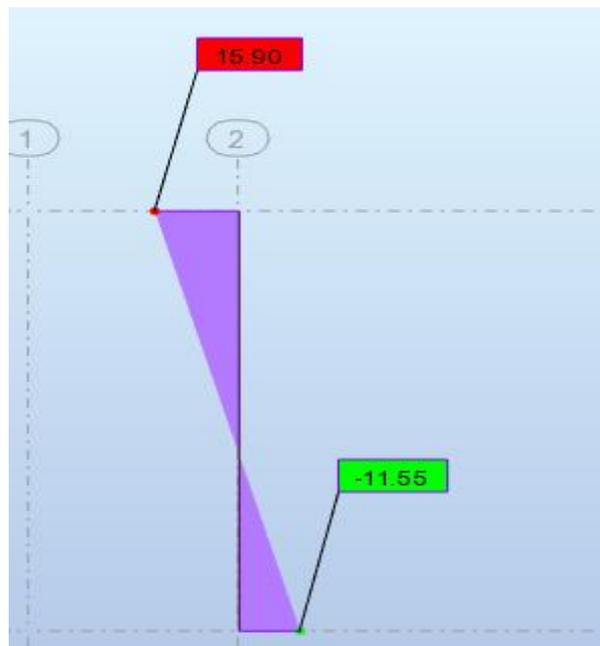


Figure 28 : Diagramme du moment de poteau 10^{ième} étage (HEB 340).

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 44 : les vérifications des poteaux au flambement.

NIV	cas	Profilé	Nsd (kN)	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$M_{z,sd}$ (KN.m)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	Ky	Kz	r	N
10	1	HEB340	273.65	-3.17	-0.03	0.24	0.35	0.94	0.98	1.00	0.20	V
	2		61.73	324.09	0	0.24	0.35	0.94	1.00	1.00	0.56	V
	3		119.18	40.26	36.46	0.24	0.35	0.94	0.98	1.00	0.27	V
9	1	HEB340	572.90	22.26	-0.14	0.24	0.35	0.94	0.98	1.00	0.20	V
	2		156.07	209.37	-0.05	0.24	0.35	0.94	1.00	1.00	0.40	V
	3		254.46	-30.72	18.58	0.24	0.35	0.94	0.96	1.00	0.24	V
8	1	HEB500	928.93	40.31	-0.19	0.18	0.43	0.91	0.98	0.98	0.21	V
	2		234.88	395.97	-0.08	0.18	0.43	0.91	1.00	0.98	0.40	V
	3		389.96	-56.98	24.49	0.18	0.43	0.91	0.96	0.93	0.30	V
7	1	HEB500	1247.73	27.22	-0.23	0.18	0.43	0.91	0.97	0.97	0.20	V
	2		294.26	281.73	-0.13	0.18	0.43	0.91	1.00	0.98	0.30	V
	3		527.65	-37.09	20.82	0.18	0.43	0.91	0.95	0.94	0.31	V
6	1	HEB650	1611.18	36.48	-0.26	0.14	0.53	0.86	1.05	0.95	0.30	V
	2		365.05	393.58	-0.19	0.14	0.53	0.86	1.00	0.98	0.31	V
	3		664.99	-51.83	21.25	0.14	0.53	0.86	0.95	0.97	0.35	V
5	1	HEB650	2007.81	14.68	1.48	0.14	0.53	0.86	0.95	1.07	0.37	V
	2		446.33	320.70	-0.19	0.14	0.53	0.86	1.00	0.98	0.28	V
	3		1053.91	-42.93	20.35	0.14	0.53	0.86	0.94	0.94	0.27	V
4	1	HEB650	2442.09	15.64	1.91	0.14	0.40	0.93	0.95	1.01	0.41	V
	2		519.48	305.28	-0.41	0.14	0.40	0.93	1.00	0.98	0.24	V
	3		1259.84	-46.96	19.89	0.14	0.40	0.93	0.94	0.93	0.27	V
3	1	HEB700	2955.20	29.28	2.33	0.14	0.40	0.92	0.94	1.02	0.47	V
	2		425	148.54	-4.74	0.14	0.40	0.92	1.04	0.97	0.19	V
	3		1488.31	-55	19.02	0.14	0.40	0.92	0.93	0.93	0.18	V
2	1	HEB700	3488.26	12.60	3.08	0.14	0.40	0.92	0.94	1.02	0.53	V
	2		382.10	232.26	-0.54	0.14	0.40	0.92	1.00	0.98	0.18	V
	3		1717.38	-51.33	16.82	0.14	0.40	0.92	0.93	0.90	0.31	V
1	1	HEB800	4083.09	19.99	2.58	0.12	0.42	0.92	1.05	0.91	0.72	V
	2		445.26	251.61	-0.49	0.12	0.42	0.92	0.99	0.98	0.18	V
	3		1947.11	-7.78	11.84	0.12	0.42	0.92	1.15	0.87	0.55	V
RDC	1	HEB800	4628.26	-17.30	8.59	0.09	0.39	0.93	0.97	0.87	0.74	V
	2		502.86	232.72	-0.92	0.09	0.39	0.93	0.99	0.97	0.18	V
	3		1607.18	-41.82	12.72	0.09	0.39	0.93	0.94	0.89	0.26	V

▪ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées vis-à-vis le flambement, les sections des poteaux optés sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 45 : Les profilés finals.

Etage	Profilé
9 ^{ième} et 10 ^{ième}	HEB340
7 ^{ième} et 8 ^{ième}	HEB500
4 ^{ième} ; 5 ^{ième} et 6 ^{ième}	HEB650
2 ^{ième} et 3 ^{ième}	HEB700
RDC ; 1 ^{ier}	HEB800

5.2 VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES

5.2.1 Poutre principale intermédiaire (terrasse)

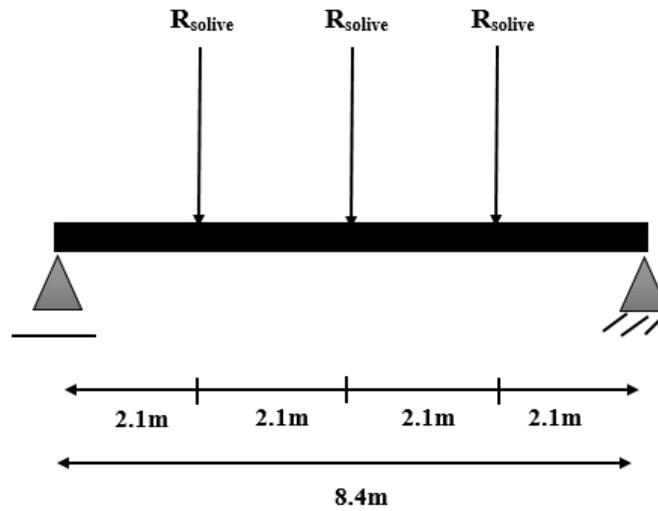


Figure 29 : Schéma statique de la poutre principale IPE450.

➤ Vérification de la résistance à la flexion après l'étude sismique

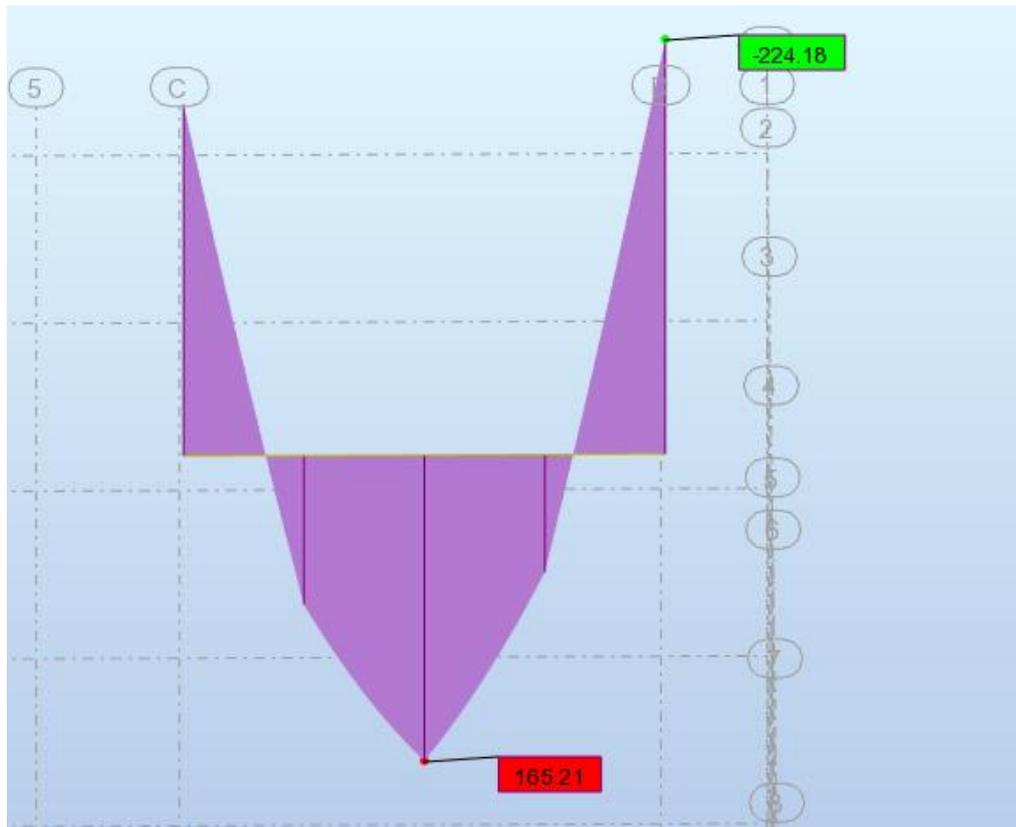


Figure 30 : Diagramme du moment de la poutre terrasse(IPE450).

➤ Combinaison la plus défavorable

$$1.35G+1.5Q$$

Tableau 46: Vérification de la résistance à la flexion.

Poutre	L(m)	Etage	Msd (KN.m)	$M_{pl, rd}$ (KN.m)	Condition $Msd \leq M_{pl, rd}$
IPE450	8.4	Terrasse	211.57	881.77	Vérifiée

➤ **Vérification à l'effort tranchant après l'étude sismique**

A l'aide de logiciel Robot on a obtenu le diagramme suivant :

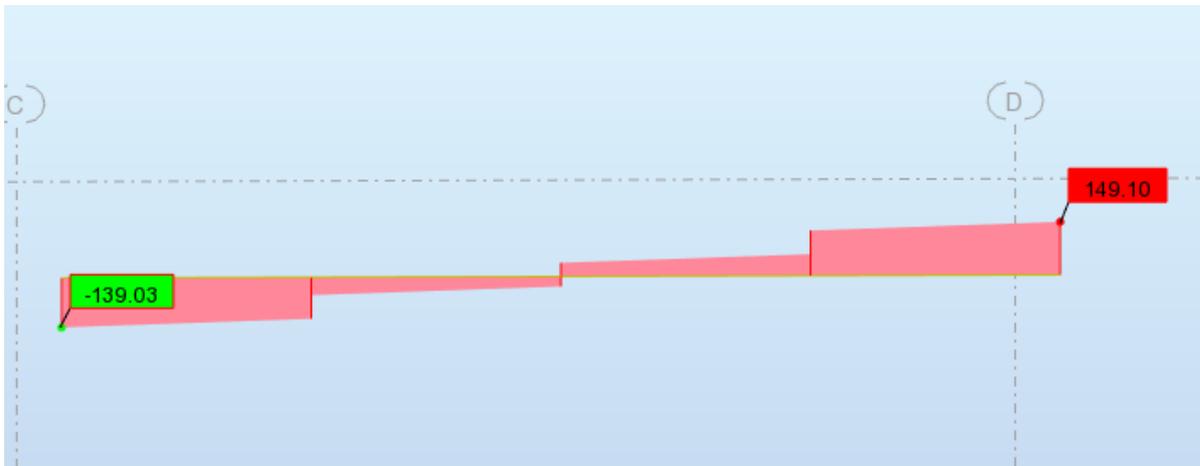


Figure 31 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre d'étage terrasse (IPE450).

Tableau 47: Vérification de l'effort tranchant IPE450.

Poutre	L(m)	Etage	Vsd (KN)	V _{pl, rd} (KN)	Condition Vsd ≤ V _{pl, rd}
IPE450	8.4	Terrasse	149.10	807.35	Vérifiée

➤ **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant**

$V_{sd} \leq 0.5V_{pl, rd} \Rightarrow 149.10\text{KN} \leq 403.68\text{KN}$; Donc, pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

V.2.2. Poutre principale intermédiaire (étage courant)

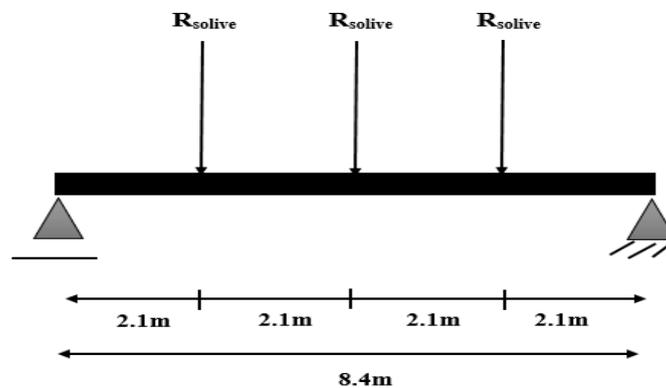


Figure 32: Schéma statique de la poutre principale IPE450 (étage courant).

➤ **Vérification de de la résistance à la flexion après l'étude sismique**

A l'aide de logiciel Robot on a obtenu le diagramme suivant :

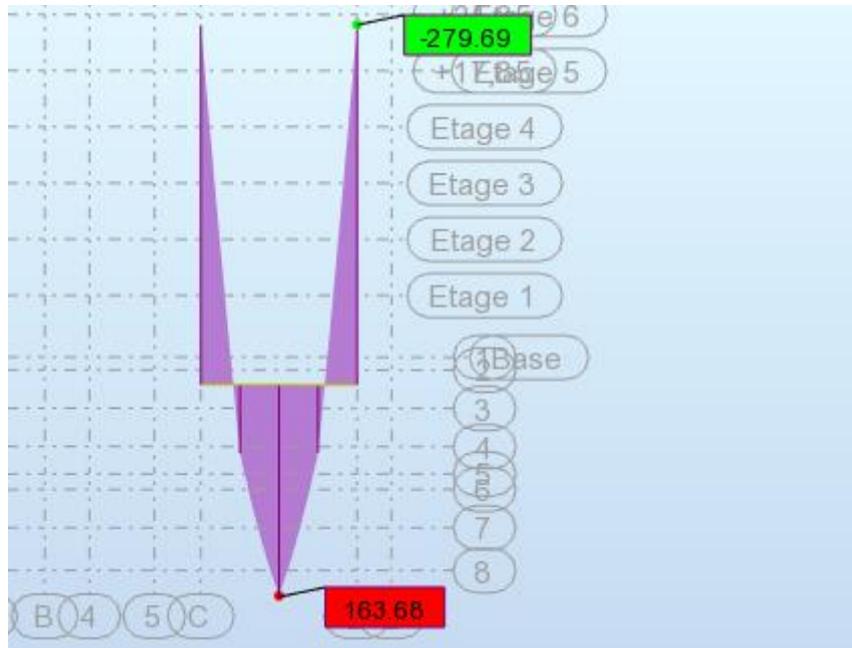


Figure 33 : Diagramme du moment de la poutre d'étage courant (IPE450).

➤ **Combinaison la plus défavorable**

$$1.35G + 1.5Q$$

Tableau 48 : Vérification de la résistance à la flexion.

Poutre	L(m)	Etage	Msd (KN.m)	M _{pl, rd} (KN.m)	Condition Msd ≤ M _{pl, rd}
IPE450	8.4	courant	163.68	881.77	Vérifiée

➤ **Vérification à l'effort tranchant après l'étude sismique**

A l'aide de logiciel Robot on a obtenu le diagramme suivant :

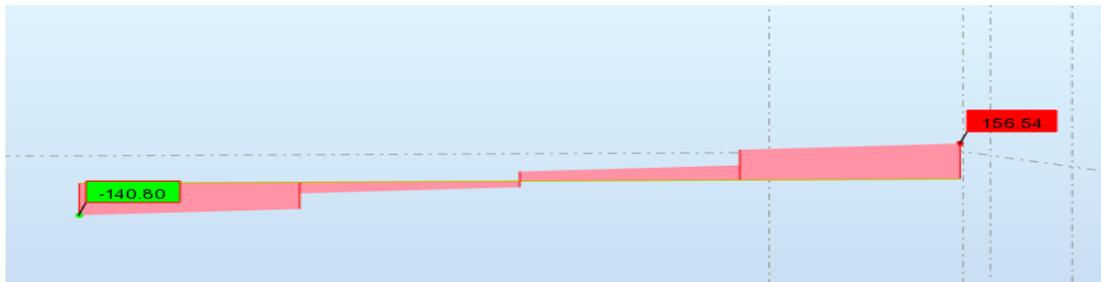


Figure 34 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre d'étage courant (IPE450).

Tableau 49 : Vérification de l'effort tranchant.

Poutre	L(m)	Etage	Vsd (KN)	V _{pl, rd} (KN)	Condition Vsd ≤ V _{pl, rd}
IPE450	8.4	courant	156.54	807.35	Vérifiée

➤ **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant**

$Vsd \leq 0.5V_{pl, rd} \Rightarrow 156.54 \leq 403.68KN$; Donc, pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

5.3 Vérification des contreventements

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs qui permettent à la structure de résister aux forces horizontales en les transférant jusqu'aux fondations. Ils contribuent aussi à la limitation des déformations et à l'augmentation de la stabilité de la structure et de ses éléments. Plusieurs types de systèmes de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, existent : Triangulation (contreventement en treillis : en croix, en K, en V, en N).

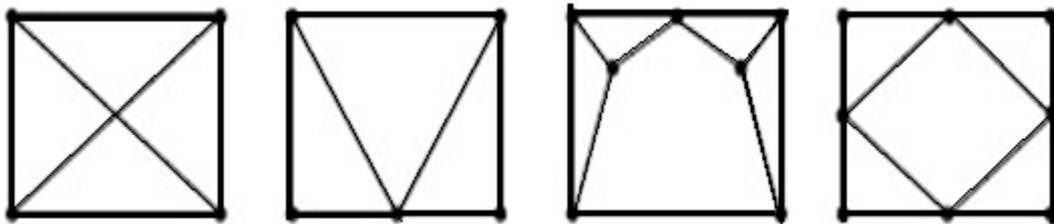


Figure 35 : Les types de système de contreventement.

5.3.1 Vérification des palés en X (2UPN400)

• **Vérification à la traction**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

On doit vérifier que : $N_{sd} < N_{t,rd}$

N_{sd} : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$: Effort normal plastique , avec :

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 694.15KN \\ N_{t,rd} = \frac{18300 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 5032.50KN \end{array} \right. \rightarrow N_{sd} < N_{t,rd}$$

Condition vérifiée

• **Vérification à la compression**

$N_{sd} = 741.81KN$

Calcul de coefficient de réduction

$L_f = L_0 = 2.85m$

$$\lambda_y = \frac{2.85 \times 10^3}{149} = 19.13 \quad \lambda_z = \frac{2.85 \times 10^3}{30.4} = 93.75$$

$\lambda_z > \lambda_y \rightarrow$ Le flambement se produit autour de l'axe z-z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{86.80} = 1.08$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1.23$$

$$\chi = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.55$$

$$N_{b,rd} = \chi \times \beta_a \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2516.25KN \implies N_{sd} < N_{b,rd}$$

Condition vérifiée pour 2UPN400

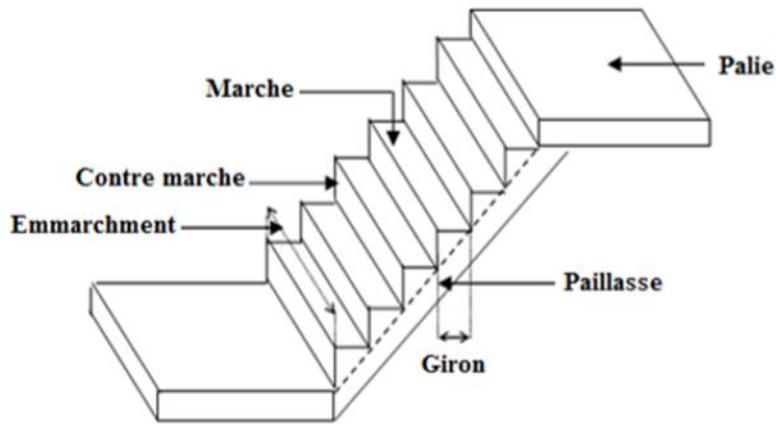
Chapitre 6 Etude des éléments secondaires

6.1 LES ESCALIERS

6.1.1 Introduction

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il est composé de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marches : elles peuvent être encastres entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.



Les escaliers sont constitués en charpente métallique.

On utilise la formule de **BLONDEL**.

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

6.1.2 Caractéristiques géométriques

H : hauteur d'étage.....H=3.5cm

h : hauteur de la marche (varie de 14 cm à 20 cm).....h=17cm

g : giron, largeur de la marche (varie de 22 cm à 30 cm)....g=30cm

6.1.2.1 Nombre de contre marche

$$n = \frac{H/2}{h} = \frac{3.5/2}{0.18} = 9.72 \rightarrow \text{on prend 10 contre marche}$$

-Nombre de marches : :m = n - 1 = 11 - 1 = 9 marche par volée.

6.1.2.2 La longueur de la ligne de foulée

$$L = g(n - 1) = 27(10 - 1)$$

$$L = 2.43\text{m}$$

6.1.2.3 L'inclinaison de la pailasse

$$\text{tg}\alpha = \frac{180}{243} = 0.74$$

$$\alpha = 36.53^\circ$$

6.1.2.4 La longueur de la pailasse

$$L = \frac{180}{\sin\alpha} = 3.024\text{m}$$

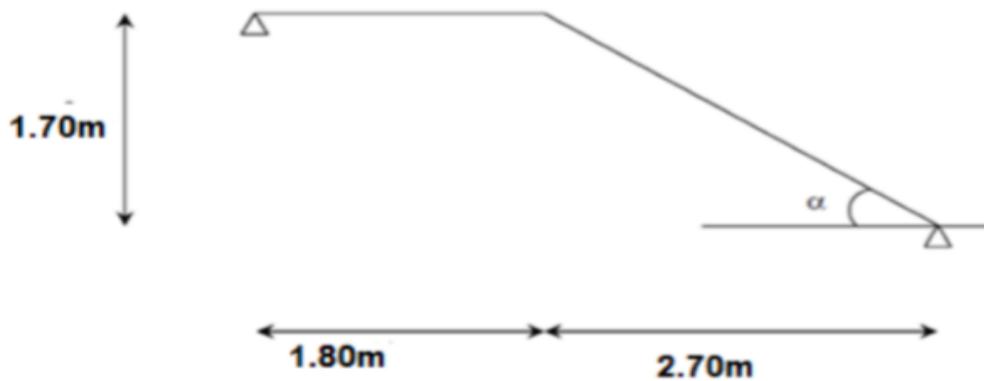


Figure 36 : Les escaliers.

On doit vérifier que :

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

$$g + 2 \times h = 27 + (2 \times 18) = 63$$

Condition vérifiée

6.1.2.5 Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

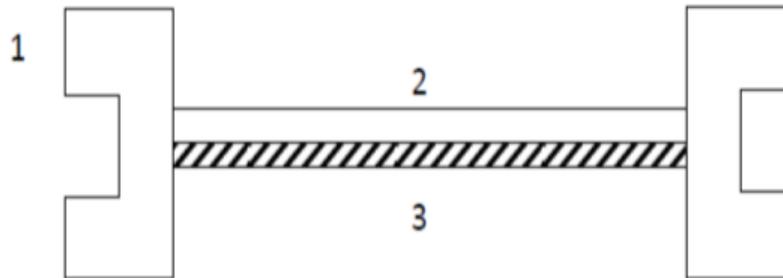


Figure 37 : Les composantes de l'escalier.

Avec

1 : Limon UAP.

2 : La tôle.

3 : Cornière.

6.1.3 Vérifications

6.1.3.1 Cornière

6.1.3.1.1 Évaluation des charges

Tableau 50 : Évaluation des charges.

Charges permanentes	
Garde-corps	$0,02 \times 78,5 = 1.57 \text{ kN/m}^2$
Tôle (4 mm)	0.36 kN/m^2
$G = 1.93 \text{ kN/m}^2$	
Charges d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

✓ Chaque cornière reprend la moitié de la charge

6.1.3.1.2 Combinaison de charge

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times g/2$	$q_s = (G + Q) \times g/2$
0.86KN/ml	0.6KN/ml

6.1.3.1.3 Condition de la flèche

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_y \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.6 \times (150)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 3.14 \text{ cm}^4$$

✓ On prend une cornière **L 40×40×4**

$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{el} \text{ (cm}^3\text{)}$	$G_p \text{ (KN/m)}$
4.47	0.9	0.0247

6.1.3.1.4 Condition de la résistance

$$q_u = q_u + 1.35g$$

$$q_u = q_u + 1.35(0.0247)$$

$$q_u = 0.9 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment appliqué**

$$M_{sdy} \leq M_{crd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.9 \times 150^2}{8} = 0.253 \text{ KN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.55 \times 10^{-3} \times 275}{1} = 0.426 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.rd} = 0.426 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0.253 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.1.3.2 Limon

6.1.3.2.1 Évaluation des charges

Tableau 51 : Évaluation des charges.

Charges permanentes	
Garde-corps	$(0.02 \times 78.5) / \cos 36.5 = 1.95 \text{ kN/m}^2$
Tôle (4 mm)	$0.36 / \cos 36.5 = 0.45 \text{ kN/m}^2$
Poids de la cornière	$2 \times (0.0242 \times 1.2) / \cos 36.5 = 0.0723 \text{ kN/m}^2$
$G = 2.470 \text{ kN/m}^2$	
Charges d'exploitation	$Q = 2,50 \text{ KN/ m}^2$

6.1.3.2.2 Combinaison de charge

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / 2$	$q_s = (G + Q) / 2$
3.542KN/ml	2.48KN/ml

6.1.3.2.3 Condition de la flèche

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_y \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.48 \times (302.4)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 213.04 \text{ cm}^4$$

✓ On prend un UPN 80

$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{pl} \text{ (cm}^3\text{)}$	$G_p \text{ (KN/m)}$
106	32.3	0.0865

6.1.3.2.4 Condition de la résistance

$$\dot{q}_u = q_u + 1.35g$$

$$\dot{q}_u = 3.542 + 1.35(0.0865)$$

$$\dot{q}_u = 3.66\text{KN/ml}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sdy} \leq M_{crd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3.66 \times 302.4 \times 10^{-3}}{8} = 1.17\text{KN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{32.3 \times 10^{-3} \times 275}{1} = 8.88\text{KN.m}$$

$M_{c. rd} = 8.88\text{kN.m} > M_{sd} = 1.17\text{KN.m}$ **Condition vérifiée**

6.2 ACROTÈRE

6.2.1 Introduction

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

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

6.2.1.1 Calcul des charges Sollicitant L'acrotère

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

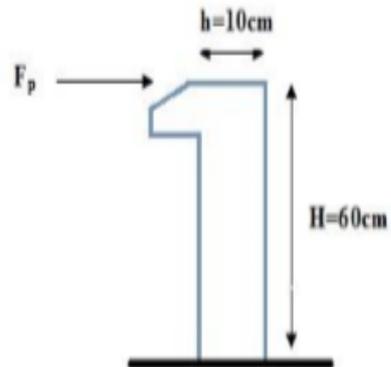


Figure 38 : Dimension de l'acrotère.

6.2.1.2 Evaluation des charges

Charge permanente : $G = 0,6 \times 0,1 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

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

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

Avec :

- $A = 0,3$ (zone III, groupe d'usage 2) Coefficient d'accélération de zone. (Tab41/RPA99).
- $C_p = 0,8$ Facteur de forces horizontales. (**Tableau 6-1/ RPA99**).
- $W_p = 1,5 \text{ KN/ml}$ Poids de l'élément.
- $F_p = 1,4 \text{ KN}$

6.2.1.3 Les sollicitations

$$M_{FP} = H \times F_p = 0,6 \times 1,4 = 0,84 \text{ KN.m}$$

$$M_P = H \times Q = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M = \max(M_{FP}, M_P) = 0,84 \text{ KN.m}$$

- **Effort N**

$$\text{ELU : } N = 1,35 \times 1,5 = 2,03 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N = 1,5 \text{ KN}$$

- **Moment M**

$$\text{-ELU : } M = 1,5 \times 0,84 = 1,26 \text{ KN.m}$$

$$\text{-ELS : } M = 0,84 \text{ KN.m}$$

6.2.2 Dimensionnement de l'acrotère

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $h = 0,1 \text{ m}$; $H = 0,6 \text{ m}$

6.2.2.1 Position du centre de pression

$$-e_o = M_u / N_u = 1,26 / 2,03 = 0,53 \text{ m}$$

$$-h/6 = 0,016 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée

1- Calcul en flexion simple

$$d = 0,08 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 \times f_{bu} = 0,012$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 79,521 \text{ mm}$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \times Z_b = 39,047 \text{ mm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

2- Calcul en flexion composée

$$A_u = A_s - N_u / \sigma_s = 39,0 - (2,03 / 347,82) = 33,21 \text{ mm}^2$$

3- Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 (b \times d \times f_{t28} / f_{ed})$$

$$A_{min} \geq 0,23 (100 \times 8 \times 2,1 / 347,82) = 111 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{min} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend **6T6** par mètre linéaire de l'acrotère.

Chapitre 7 Etude des assemblages

7.1 INTRODUCTION

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement :

- **Fonctionnement par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement

- **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contacts. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

Dans notre projet nous aurons recours à deux types d'assemblages

- ✓ Assemblage par boulon H-R
- ✓ Assemblages soudés

7.2 CHOIX DE TYPE D'ASSEMBLAGE

- Critères structurels : résistance, comportement
- Critères de fabrication : faisabilité, maîtrise des tolérances
- Critères propre au montage sur site : faisabilité, possibilité de réglages...
- Critères économiques

7.3 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES

a) Le boulonnage

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

Tableau 52 : Caractéristiques des boulons.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
fyb(N/mm²)	240	320	300	400	360	480	640	900
fub(N/mm²)	400	400	500	500	600	800	800	1000

- **Facteur de corrélation approprié β_w**

Tableau 53 : Valeurs du facteur de corrélation approprié.

Nuance d'acier	Fe360(S235)	Fe430(S275)	Fe510(S355)
β_w	0.80	0.85	0.90

- **Coefficients partiels de sécurité γ_{mw}**

Tableau 54 : Valeurs du coefficient partiel de sécurité γ_{mw} .

Nuance d'acier	Fe360(S235)	Fe430(S275)	Fe510(S355)
γ_{mw}	1.25	1.30	1.35

- **Coefficients réducteurs**

Tableau 55 : Valeurs du coefficient réducteur K_s .

Type de trous	K_s
Normalisés	1
Surdimensionné ou oblongs courts	0.85
Oblongs longs	0.70

- **Dimensions des trous de boulons**

Tableau 56 : Normes des dimensions des trous de boulons en (mm).

Boulon	à/de M12	à/de M14	à/de M16	à/de M22	à/de M24	Au-delà M27
Trou « d_0 »	d+1		d+2		d+3	

- Coefficient de frottement μ

Tableau 57 : Valeurs de coefficient de frottement μ .

Classe de surface	Coefficient de frottement μ	Etat de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

7.4 ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE (IPE450 – IPE200)

- Données de calcul

Les données de calcul sont tirées à partir de logiciel ROBOT

L'assemblage ci-dessous est sollicité par un effort tranchant : $V_{sd} = 30.61 \text{ kN}$

$\mu = 0.3$ Coefficient de frottement

$K_s = 1$ Trous normalisés

$\gamma_{MS} = 1.25$

L'assemblage par une cornière CAE 100×10 entre une poutre IPE450 et deux solives IPE200

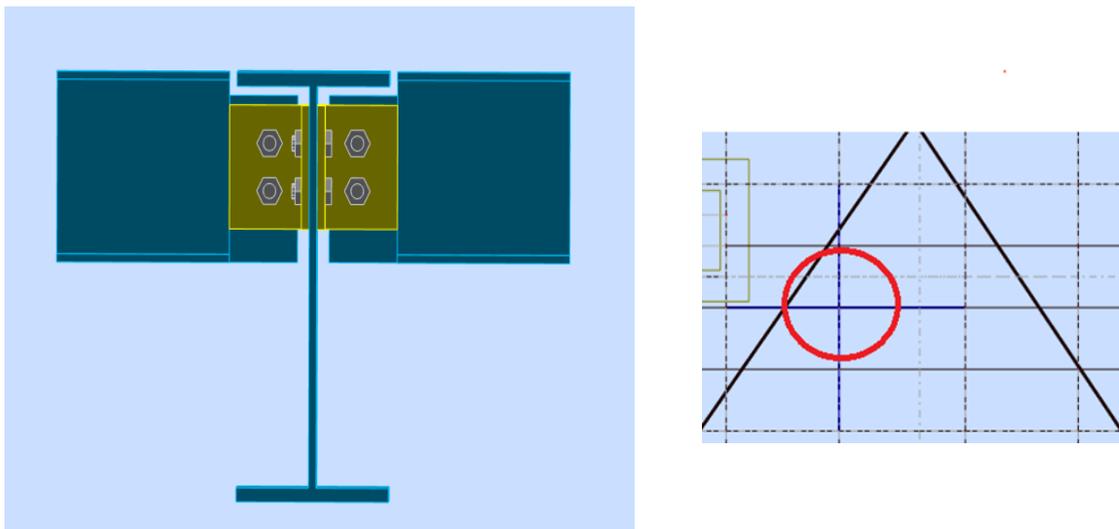


Figure 39 : Assemblage poutre IPE450 – solive IPE200.

Nous avons choisi 4 boulons de Ø16 de classe 4.8 ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

Boulons 4.8 : $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$

$d_0 = d + 2 = 16 + 2 = 18$, $t = t_{fpoutre} = 14.6 \text{ mm}$

• **Disposition constructive des boulons**

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \rightarrow 18 \leq e_1 \leq 175.2 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 35 \text{ mm}$

$2.2 d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \rightarrow 39.5 \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 60 \text{ mm}$

$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \rightarrow 27 \leq e_2 \leq 175.2 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 65 \text{ mm}$

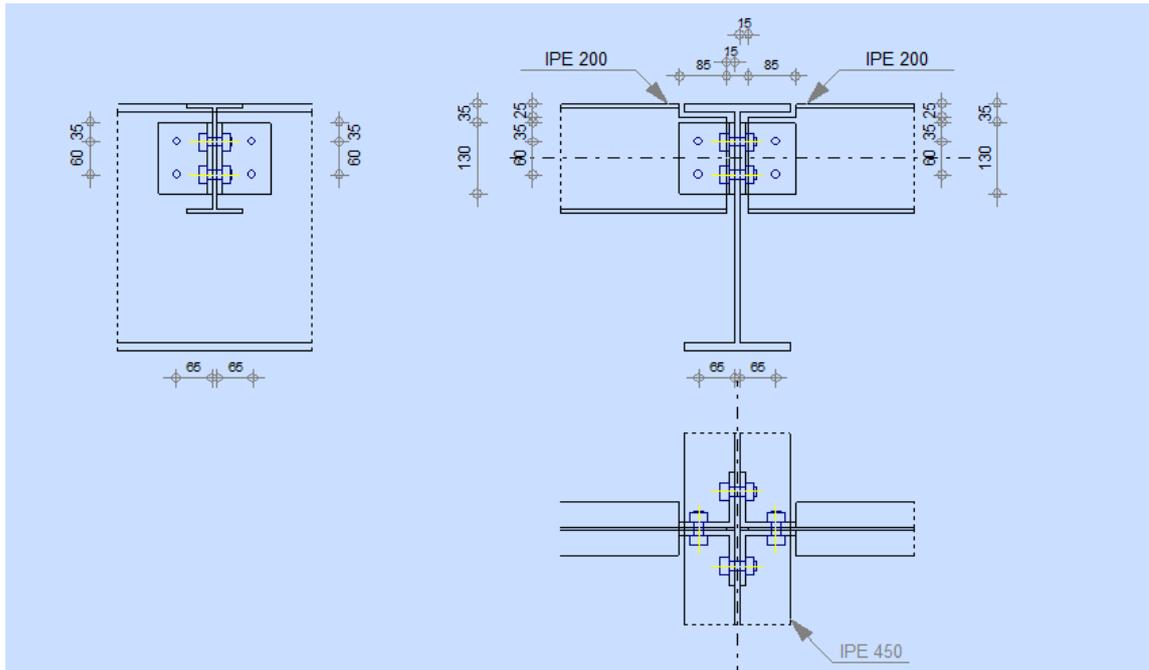


Figure 40 : Disposition constructive des boulons.

7.4.1 Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre portée)

Condition à vérifier : $F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$ (Boulons travaillent au double cisaillement)

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$F_{r,sd}$: L'effort résultant repris par chaque boulon.

$F_{h,sd}$: Effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement.

$$F_{r,sd} = 38.71 \text{ kN} \leq 2F_{v,Rd} = 2 \times 77.21 = 154.42 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

7.4.2 Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre porteuse)

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

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{30.61}{4} = 7.65 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 7.65 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 38.60 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.4.3 Résistance des cornières au cisaillement

Condition à vérifier :

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 15.31 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 150.08 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

7.5 ASSEMBLAGE POTEAU (HEB700) – POUTRE (IPE450)

Les données de calcul sont tirées à partir de logiciel ROBOT.

L'assemblage ci-dessous est sollicité par :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = -410.03 \text{ KN.m}$
- Un effort tranchant : $V_{sd} = 242.16 \text{ KN}$

L'assemblage par platine et un jarret entre la poutre (IPE450) et le poteau (HEB700)

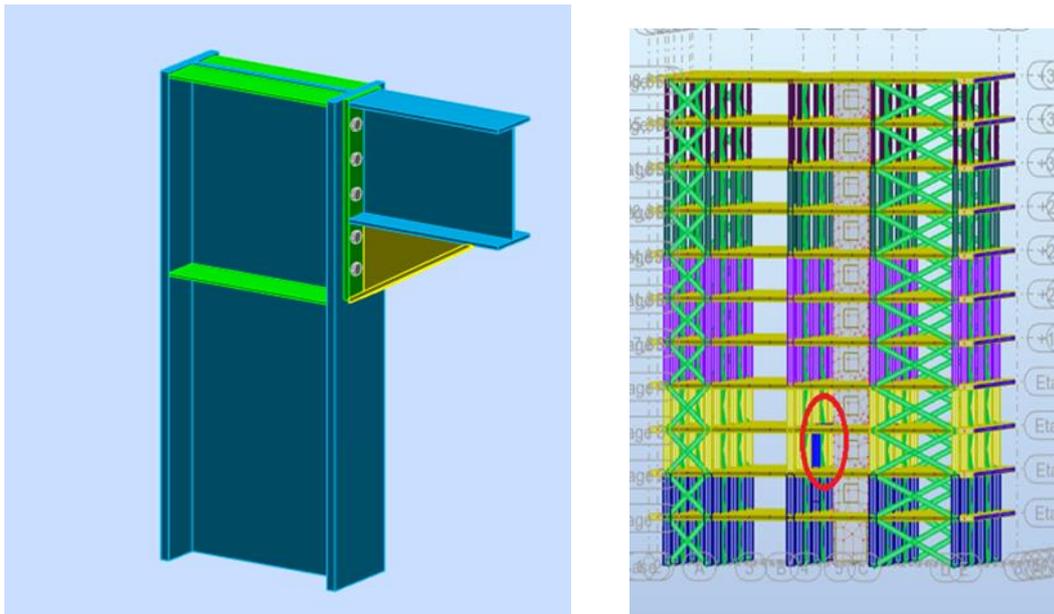


Figure 41 : Assemblage poteau HEB700 – poutre IPE450.

a. Epaisseur de la platine

$$T_{\text{platine}} = 20\text{mm}$$

b. Choix de diamètre du boulon

On a choisi 10 boulons de diamètre de **24mm** (M24) de classe **HR8.8**

$$M24 \rightarrow d = 24\text{mm} \quad d_0 = 27 \text{ mm}$$

c. Disposition constructive

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 32.4 \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 59.4 \leq P_1 \leq 131.6\text{mm} \rightarrow P_1 = 130\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \rightarrow 40.5 \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 120 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 81 \leq P_2 \leq 131.6\text{mm} \rightarrow P_2 = 130\text{mm}$$

On a choisi une platine de $(750 \times 190 \times 20)$ mm

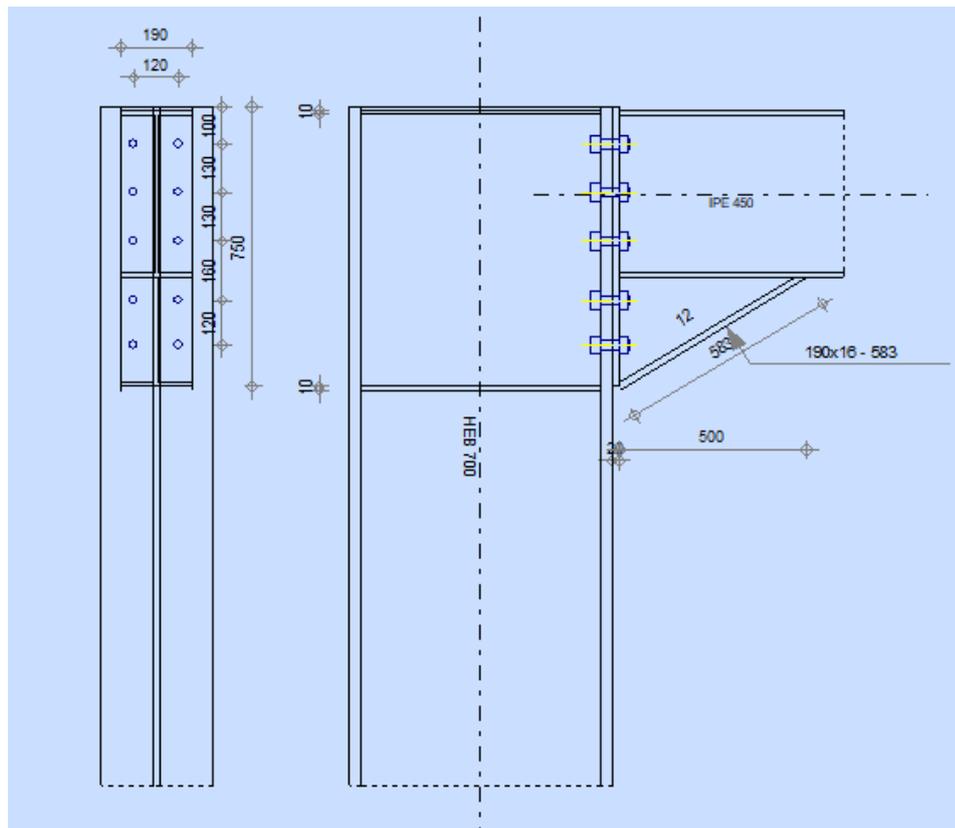


Figure 42 : Schéma de l'assemblage poteau HEB700 – poutre IPE450.

7.5.1 Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction + cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$F_{Vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \times \mu \times n(F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{Msult}}$$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n_f \times n_p}$$

Avec :

n_f : nombre de files, $n_f = 2$

n_p : nombre de plan de cisaillement, $n_p = 1$

$$F_{Vsd} = \frac{242.16}{2 \times 1} = 121.08 \text{KN}$$

$$F_{Vsd} = 121.08 \text{KN} \leq F_{sRd} = 889.56 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.5.2 Résistance de l'âme du poteau en traction

Condition à vérifier : $F_V \leq F_t$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

t_{wc} : Epaisseur âme poteau

$b_{eff} = p_2$: Entraxe rangées boulons

$$F_t = 275 \times 17 \times \frac{130}{1} \times 10^{-3} = 607.75 \text{KN}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)_{poutre}} = \frac{410.03 \times 10^3}{(450 - 15)} = 942.59 \text{KN}$$

→ La condition n'est pas vérifiée d'où il est nécessaire d'ajouter un raidisseur

Soit un raidisseur d'épaisseur : $t_h = 10 \text{mm}$

$$F_t = 275 \times (17 + 10) \times \frac{130}{1} \times 10^{-3} = 965.25 \text{KN}$$

$$F_V = 942.59 \text{KN} \leq F_t = 965.25 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.5.3 Résistance de l'âme du poteau en compression

Condition à vérifier : $F_c \leq F_{c,Rd}$

$$F_{c,Rd} = f_y \times t_{wc} \times (1.25 - 0.5\gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}) \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec : σ_n : contrainte normale de compression dans l'ame du poteau

$$\sigma_n = 49.31\text{MPa}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{410.03 \times 10^3}{361} = 1135.81\text{KN}$$

$F_c = 1135.81\text{KN} \leq F_{c,Rd} = 1989.22\text{KN}$ **Condition vérifiée**

7.6 ASSEMBLAGE POTEAU (HEB800) – POTEAU (HEB800)

Les données de calcul sont tirées à partir de logiciel Robot

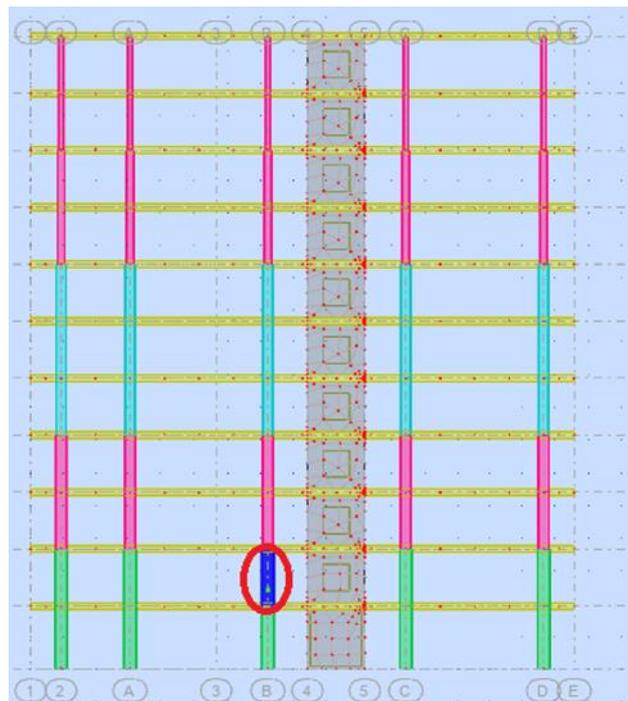
L'assemblage ci-dessous est sollicité par :

$$N_{sd} = -2778.78 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = -131.11\text{KN}$$

$$M_{sdy} = 87.85 \text{ KN.m}$$

On a choisi les boulons de diamètre **M24** de la classe **HR8.8**



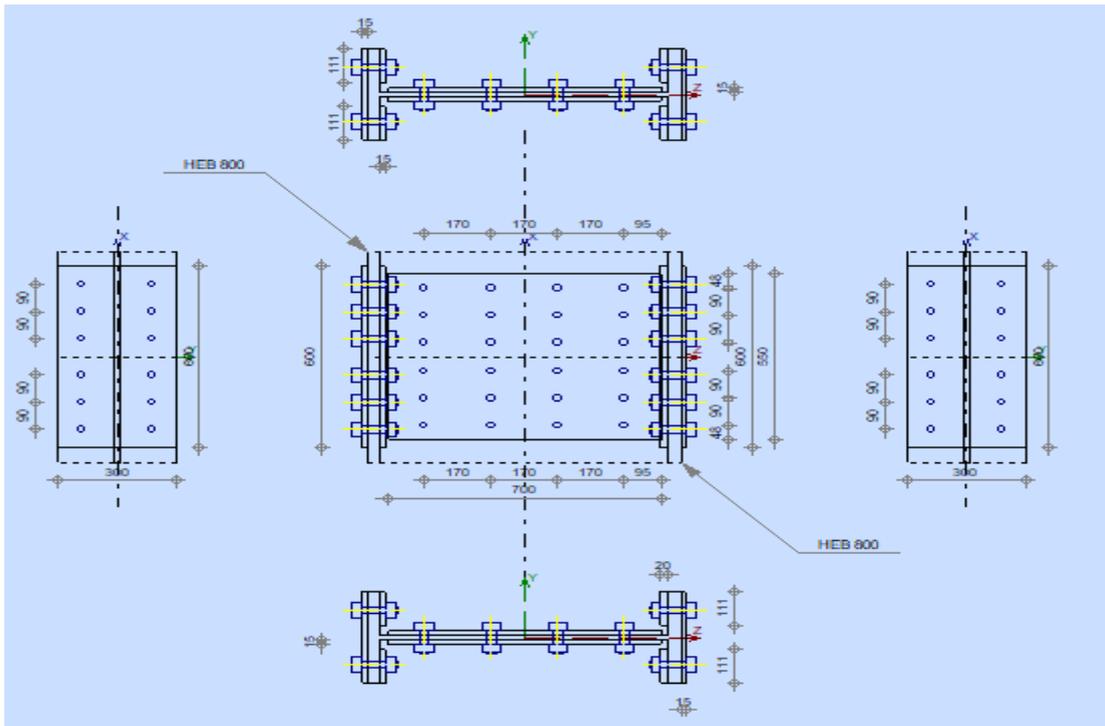


Figure 43 : disposition constructive des boulons.

7.6.1 Vérification de la résistance au cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{140 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 2222.80 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 131.11 \text{KN} \leq V_{pl,rd} = 2222.80 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.6.2 Vérification de la résistance à la pression diamétrale

Les boulons doivent satisfaire la condition suivante :

$$F_{b,Rd} \geq F_{sd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2.5 \times 1 \times 405 \times 24 \times 20}{1.25} = 291.6 \text{KN}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

d: Diamètre du boulon

t: Epaisseur de la platine

f_u: Résistance à la traction de la pièce assemblée

e1: Pince longitudinale

p1: Entraxe des boulons

$$F_{b,Rd} = 291.6\text{KN} \geq F_{sd} = 113.60\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

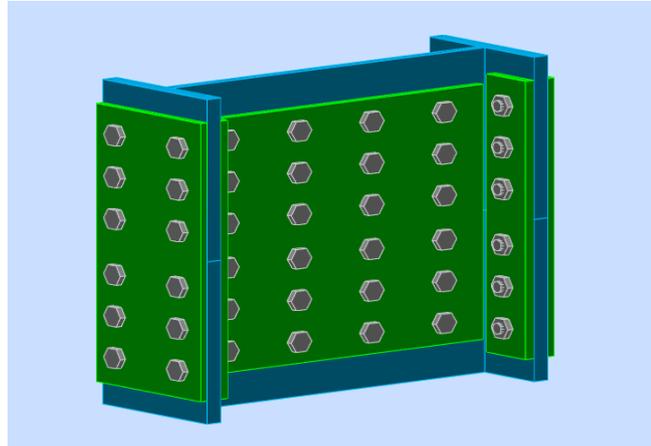


Figure 44 : Vue de l'assemblage poteau (HEB800) –poteau (HEB800).

7.7 ASSEMBLAGE BASE DE POTEAU

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons. Ces derniers constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

Dans la platine se produisent des sollicitations de flexion, pour absorber cela, les plaques doivent être suffisamment épaisse ou comportent des raidisseurs.

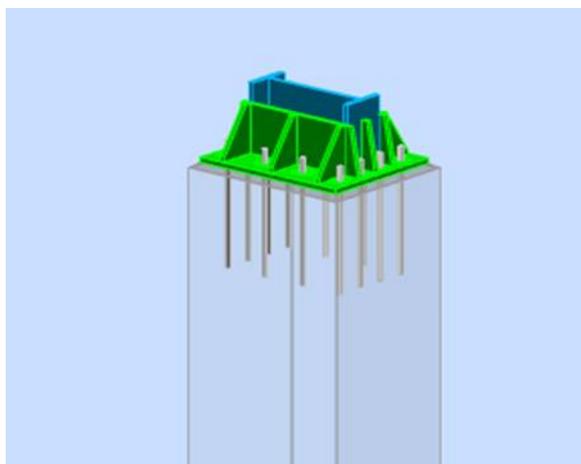


Figure 45 : Assemblage base de poteau.

- **Les données de calcul**

Béton dosé à 350 Kg/m³ de ciment ;

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30) ;}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours ;

$$\emptyset = 24 \text{ mm (diamètre nominal de l'encrage)}$$

- **Les cordons de soudure**

Plaque principale du pied du poteau : $a_p = 25 \text{ mm}$

Bèche : $a_w = 25 \text{ mm}$

Raidisseurs : $a_s = 25 \text{ mm}$

Les efforts obtenus à partir de logiciel ROBOT :

$$N_{sd} = 1158.73 \text{ KN ; } V_{sdy} = 4.07 \text{ KN ; } V_{sdz} = 3.15 \text{ KN}$$

7.7.1 Vérification de la résistance à l'effort axial

Condition à vérifier : $N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$

$$N_{sd} = 6287.74 \leq N_{Rd} = 407364 \times 16.67 \times 10^{-3} = 6790.76 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.7.2 Vérification de la résistance au cisaillement

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq F_{V.Rd} = C_{fd} \times N_{sd}$

C_{fd} : Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement.

$$V_{sd} = 790.51 \text{ KN} \leq F_{V.Rd} = 0.30 \times 6287.74 = 1886.32 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.8 ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT EN X

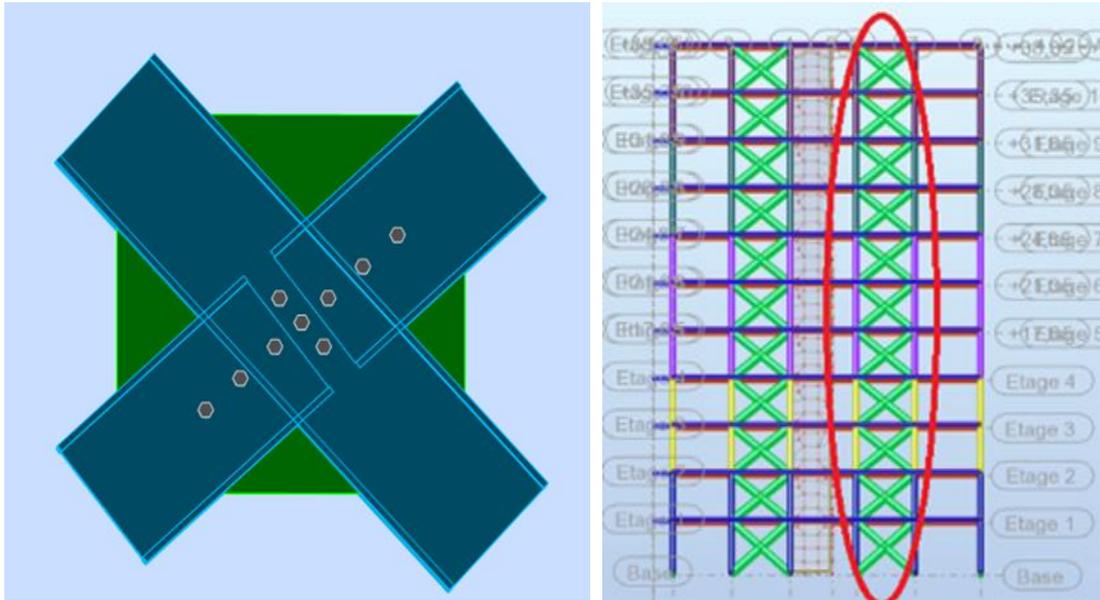


Figure 46 : Attache de trois barres de stabilité en X.

▪ Effort tranchant

L'effort tranchant par 2UPN400 est : $V_{sd} = -741.81KN$

▪ Diamètre des boulons

Pour ce type d'assemblage, on a choisi des boulons de diamètre $d = 22mm$ et de classe 8.8

▪ Disposition constructive

Barre 2,4

Barre 1,3

$e_1 = 50 \text{ mm}$

$P_1 = 90 \text{ mm}$

$P_1 = 130mm$

$P_2 = 90 \text{ mm}$

$e_2 = 200mm$

$e_2 = 200 \text{ mm}$

$P_2 = 130mm$

7.8.1 Vérification de la résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 800 \times 303}{1.25} = 116.35KN$$

$$F_{vsd} = 6.80KN$$

$$F_{vsd} = 6.80KN \leq F_{v,rd} = 116.35KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.8.2 Vérification de la pression diamétrale

Les boulons doivent satisfaire la condition suivante :

$$F_{b,Rd} \geq F_{Vsd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times fu \times d \times t}{\gamma_{Mb}} = 356.40KN$$

$$F_{Vsd} = \frac{741.81}{3} = 247.27KN$$

$$F_{b,Rd} = 356.40KN \geq F_{Vsd} = 247.27KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre 8 Ferrailage des éléments de sous-sol

8.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments du sous-sol devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 Modifié 99** et le **RPA99 version 2003**.

8.2 FERRAILAGE DES POTEAUX

8.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale). Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable

Béton		Acier		
γ_b (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	γ_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Nuance
25	14.17	1.15	435	FeE500

b. Situation accidentelle

Béton		Acier		
γ_b (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	γ_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Nuance
1.15	21.7	1.00	500	FeE500

8.2.2 Ferraillage des poteaux

(Section des poteaux : 100×120cm²)

Les poteaux de sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s = \left(\frac{N_U}{\alpha} - \frac{B_r}{0.9} \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{F_e}$$

N_U : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

B_r : Section réduite du poteau considéré B_r = ((a-2) × (b-2)) cm²

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0.6(50)^2}{\lambda} & \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda_f = \frac{l_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement L_f = 0,7l₀.

i : Rayon de giration ,avec : $i = \sqrt{\left(\frac{I}{B} \right)}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau (B = a x b).

8.2.2.1 Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité, dont l'effort normal déterminé à partir de logiciel Robot Structural est de : **N_U = 1,35G+1,5Q**

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour les poteaux.

Tableau 58 : Ferraillage des poteaux des sous-sols.

N _U (N)	α	B _r (cm ²)	F _{c28} /γ _b	γ _s /F _e	A _s (cm ²)
4364.99×10 ³	0.86	11564	16.67	2.3×10 ⁻³	-370.87
5065.52×10 ³	0.86	11564	16.67	2.3×10 ⁻³	-343.54

✓ Dans ce cas le **RPA 99 version 2003** exige un minimum, dans ce cas on opte :

$$A_s = A_s^{min} = 0.9\%B \text{ selon RPA 99 version 2003} \rightarrow A_s = A_s^{min} = 108 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion**

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol a donné une section inférieure à celle exigée par le **R.P.A. version 2003**.

Tableau 59 : Choix de ferrailage des Poteaux des Sous-Sols.

Type du poteau	Section (cm ²)	Choix	As ^{adopté} cm ²
Poteau de Sous-Sol 1	100×120	14T32	112.6
Poteau de Sous-Sol 2	100×120	14T32	112.6

8.2.2.2 Détermination des armatures transversales

Pour les poteaux d'infrastructure ; At=4T12=3,14cm².

• L'espaceur des armatures transversales est déterminé comme suit :

St ≤ 10cm.....Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \text{Min} \left(10\varphi_t; \frac{b}{2}; \frac{h}{2} \right) \dots \dots \dots \text{zone courante (zone III)}.$$

- Espaceur en zone nodale : St=10cm
- Espaceur en zone courante : St=15cm

8.2.3 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

➤ **Selon BAEL91 modifié 99**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{Mpa} \right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espaceur des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \tau_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \quad \lambda_g : \text{Espaceur géométrique.}$$

• L'espaceur des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III)}$.

$$S_t \leq \text{Min} \left(10\phi_t; \frac{b}{2}; \frac{h}{2} \right) \dots \dots \dots \text{zone courante (zone III)}$$

Espaceur en zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

Espaceur en zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } 3 \leq \lambda_g \\ \text{interpolation entre les valeurs limites précédent si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500\text{MPa}$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau 60 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	Niveau	l_f (m)	λ_g	ρ_a	T_u^{max} (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	choix	A_t^{adp} (cm ²)
100×120	Sous-Sol 1	2.8	2.8	3.75	669.71	N	10	3.12	4T12	4.52
						C	15	4.7	5T12	5.65
100×120	Sous-Sol 2	2.8	2.8	3.75	567.30	N	10	3.54	4T12	4.52
						C	15	5.31	5T12	5.65

8.2.4 Longueurs de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone III.

Pour :

-T32..... $L_r = 160$ cm

8.2.5 Vérification vis à vis de l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$On\ doit\ vérifier\ que \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y < \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{Mpa} \end{cases}$$

Tableau 61 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Vérification
Sous-Sol 1	100×120	2722.27	9.34	112.22	250	1.15	15	Vérifié
Sous-sol 2	100×120	3215.39	5.05	114.30	250	7.6	15	Vérifié

8.2.6 Vérification de l'effort tranchant

8.2.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

➤ **Selon le BAEL 91 modifié 99**

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.13 f_{c28}, 5\text{Mpa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.10 f_{c28}, 4\text{Mpa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Tableau 62 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	T _U (kN)	τ_u (Mpa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (Mpa)	Vérification
Sous-Sol 1	100×120	669.71	0.58	9.7	0.075	1.875	2.5	Vérifié
Sous-Sol 2	100×120	567.30	0.49	9.7	0.075	1.875	2.5	Vérifié

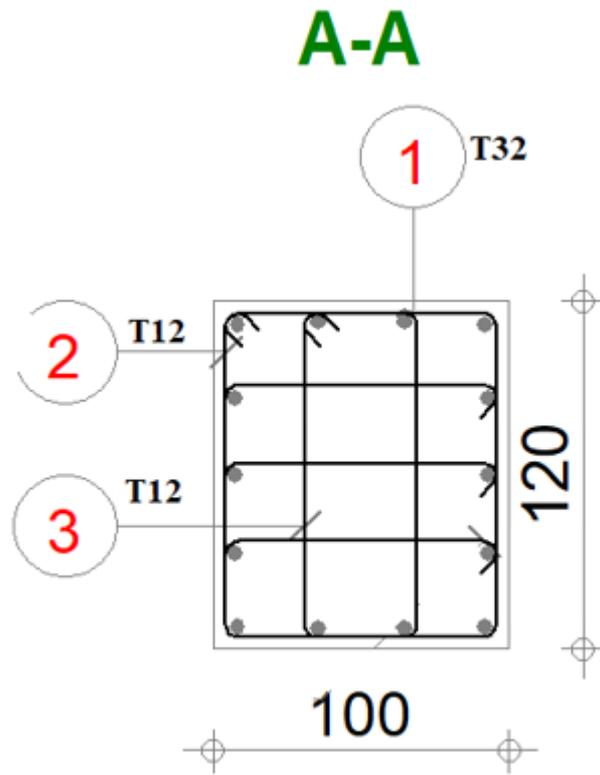


Figure 47 : Schéma de ferraillage des poteaux du Sous-Sol.

8.3 CALCUL DES POUTRES

8.3.1 Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par BAEL 91(modifie 99), CBA93 et les sections trouvées doivent vérifier les règles imposées par le RPA 99 ver 2003 et aussi les règles de RDM pour vérifier la rigidité.

➤ **Selon les règles BAEL 91**

La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq H \leq \frac{L}{10}$$

La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : portée entre axe.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

➤ **Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III**

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$

La largeur b de la poutre doit être : $b > 20\text{cm}$

Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$

8.3.1.1 Poutre Principale

➤ **Selon les règles BAEL 91**

On a : $L = 720\text{cm}$

$$1) \frac{720}{15} \leq H \leq \frac{720}{10}$$

D'où $48 \leq h \leq 72$ on prend **$h = 65\text{cm}$**

$$2) 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

D'où $19.5 \leq b \leq 45.5$ on prend **$b = 40\text{cm}$**

➤ Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III

$$H=65 \geq 30\text{cm}$$

$$b= 40 > 20\text{cm}$$

$$h/b = 1.625 \leq 4$$

8.3.1.2 Poutre secondaire

➤ Selon les règles BAEL 91

On a : $L= 390\text{cm}$

$$1) \frac{390}{15} \leq H \leq \frac{390}{10}$$

D'où $26 \leq h \leq 39$ on prend **$h=35\text{cm}$**

$$2) 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

D'où $10.5 \leq b \leq 27.3$ on prend **$b=25\text{cm}$**

➤ Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III

$$H=65 \geq 30\text{cm}$$

$$b= 40 > 20\text{cm}$$

$$h/b = 1.625 \leq 4$$

Conclusion : Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées dans les poutres.

Tableau 63 : choix des sections pour les poutres.

Poutre Principale		Poutre secondaire	
b (cm)	h(cm)	b(cm)	h(cm)
40	65	25	35

8.3.2 Ferrailage des poutres

8.3.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe). Les poutres sont ferrillées par le logiciel SOCOTEC (situation durable ou accidentelle).

8.3.2.2 Ferrailage des poutres

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel Robot

On dispose de 2 types des poutres :

- Poutre principale : **40×65 (cm²)**
- Poutre secondaire : **25×35 (cm²)**

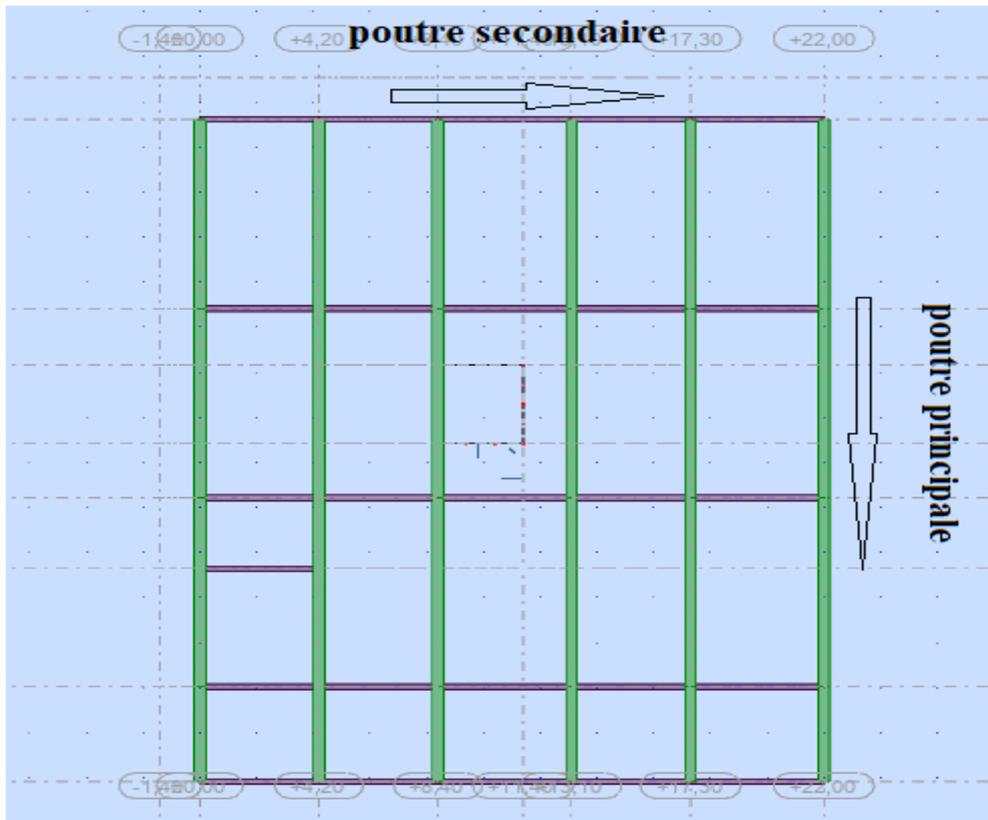


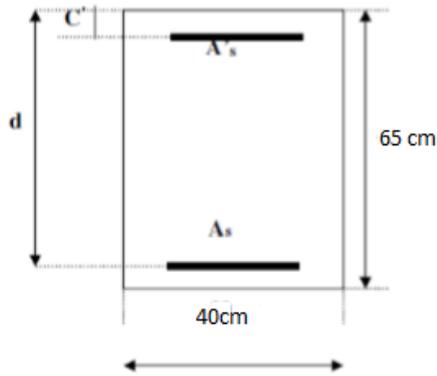
Figure 48 : Disposition des Poutres.

➤ **Remarque**

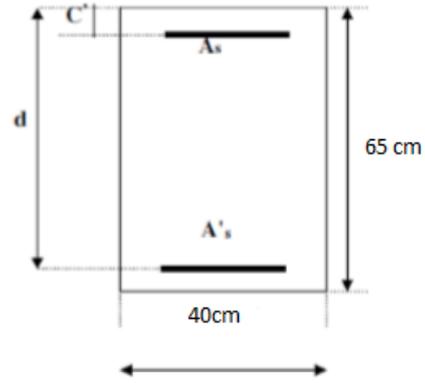
Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S)

AS : représente les armatures de la fibre inférieure.

A S' : représente les armatures de la fibre supérieur



Représentation schématique
de la poutre en travée



Représentation schématique
de la poutre en travée

8.3.2.2.1 Poutre principale 40x65

➤ Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau 64 : Ferrailage de la poutre principale dans la situation durable.

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)
40×65	Travée	585	0	21.46
	Appui	-385.64	0	13.83

• **Choix des armatures**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau 65 : Ferrailage de la poutre principale.

section	position	As ^{max} (ZC) (cm ²)	As ^{max} (ZR) (cm ²)	A ^{min} _{RPA} (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adp} (cm ²)
40×65	Travée	104	130	23.4	21.46	6T32	48.23
	Appui				13.83	6T25	29.45

8.3.2.2.2 Poutre secondaire 25x35

Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau 66 : Ferraillage de la poutre secondaire dans la situation durable.

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)
25×35	Travée	88.41	0	6.01
	Appui	-58.87	0	4.4

- Choix des armatures

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau 67 : Ferraillage de la poutre secondaire.

section	position	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{RPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
25×35	Travée	35	43.75	7.88	6.01	6T16	12.06
	Appui				4.4	6T14	9.24

8.3.2.3 Condition de non fragilité

$$A_T \geq A_S^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : ft28=2,1MPa ; fe=500Mpa

Tableau 68 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	position	A _S ^{choisit} (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	Vérification
40×65	Travée	48.23	1.17	Vérifié
	Appui	29.45		
25×35	Travée	12.06	1.17	Vérifié
	Appui	9.24		

8.3.2.4 Vérification à ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

La fissuration est considérée préjudiciable

$$\text{On doit vérifier que } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa} \end{cases}$$

8.3.2.4.1 Poutre principale 40x65

Tableau 69 : Vérification de la poutre principale à l'ELS.

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} kN	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Vérification
Sous-Sol	Travée	392.7	163.5	250	12.3	15	Vérifié
	Appui	-276.54	184.1		10		

8.3.2.4.2 Poutre secondaire 25x35

Tableau 70 : Vérification de la poutre secondaire à l'ELS.

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} kN	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Vérification
Sous-Sol	Travée	36.03	7.67	15	119.2	200	Vérifié
	Appui	-42.03	9.76		178.4		

8.3.2.5 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

σ̄_u : Min (0.10f₂₈ ; 4Mpa) = 2.5 Mpa (Fissuration préjudiciable). Selon le **BAEL 91** modifié 99

8.3.2.5.1 Poutre principale 40x65

Tableau 71 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales.

Niveaux	La section	T _U (Mpa)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)	vérification
Sous-Sol	40×65	302.94	1.29	2.5	Vérifié

8.3.2.5.2 Poutre secondaire 25x35

Tableau 72 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires.

Niveaux	La section	T _U (Mpa)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)	vérification
Sous-Sol	25×35	90.57	1.04	2.5	Vérifié

8.3.2.6 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e=1500MPa).

$$\text{Selon BAEL} \begin{cases} S_t = \text{Min}(0.9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{c28} k}{0.8 f_e} \quad k = 1 \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} > \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right) \end{cases}$$

$$\text{Selon RPA} \begin{cases} A_t = 0.003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \varphi_t \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courane} \end{cases}$$

Avec : $\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \varphi ; \frac{b}{10} \right)$

8.3.2.7 Longueurs de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Øl en zone III.

Pour : -T32.....L_r=160cm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 73 : Calcul des armatures transversales.

Poutre	Section (cm ²)	T _U (KN)	τ_u (Mpa)	BAEL 91	RPA99		A _s ^{adp} (cm ²)		A _t (cm ²)	Choix
				St(cm)	St(cm) ZC	St(cm) ZN	ZC	ZN		
Principale	40×65	302.94	1.29	40	32.5	16.25	20	10	2.4	4T10
Secondaire	25×35	90.57	1.04	28.35	17.5	8.75	20	10	2.4	4T10

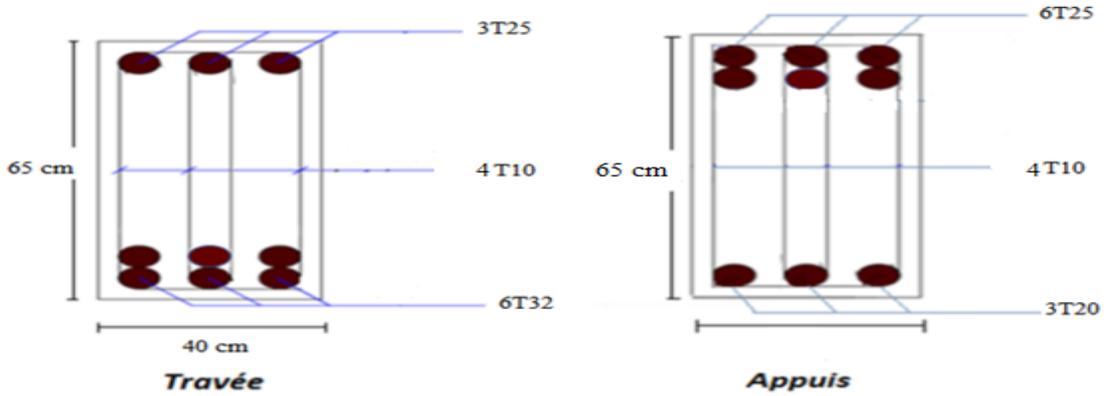


Figure 49 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (40×65).

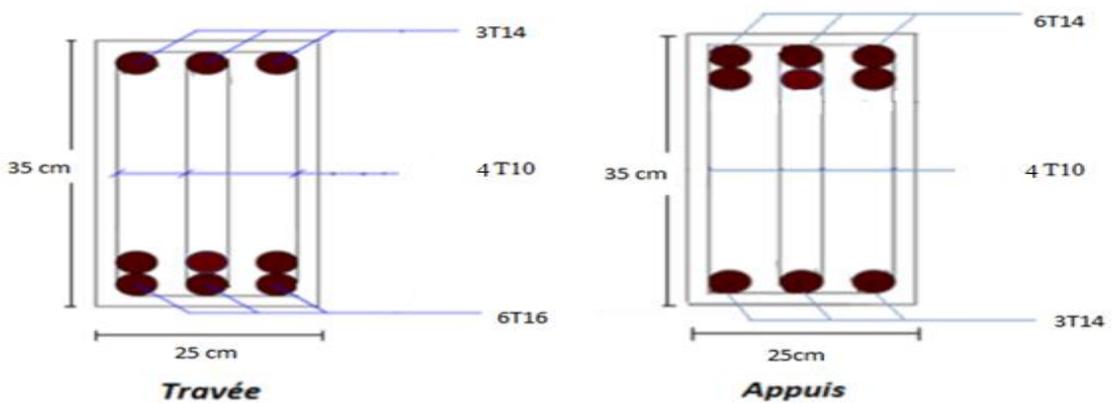


Figure 50 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (25×35).

Chapitre 9 Etude de fondation

9.1 INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

9.2 CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

✓ **Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

N.B : dans ce cas on va prendre : $\sigma_{sol} = 1.5$ bars

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_r \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{88650.53}{150} = 591 \text{ m}^2$$

S _r (m ²)	S _{total} (m ²)	%
591	741.44	79.70

Commentaire :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface totale du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements.
- ✓ La facilité de l'exécution.

9.3 RADIER GENERAL

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

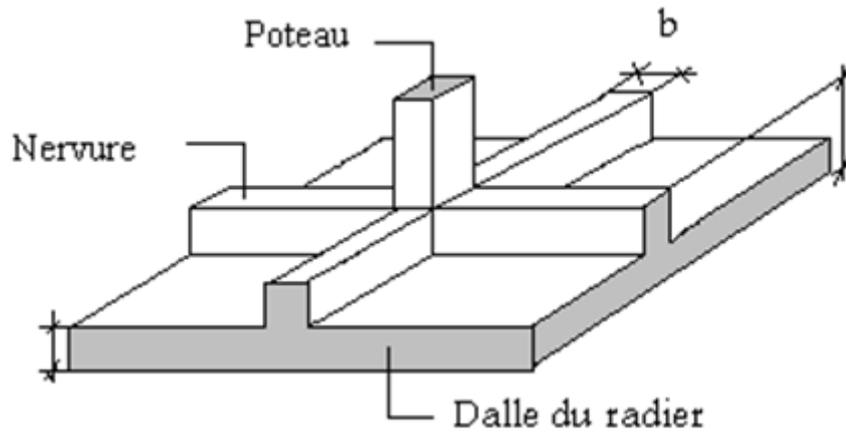


Figure 51 : Disposition des nervures par rapport au radier et au poteau.

Données générales

Nu (KN)	Ns (KN)	f _{c28} (MPa)	σ _{sol} (Bars)	S _{0 radier} (m ²)	L _{max} (m)	débord (cm)	Périmètre (m)
120913	88650.53	25	1.5	741.44	8.5	0	111

Surface nécessaire

On a :

$$S_{\text{structure}} = 741.44 \text{ m}^2 > S_{\text{nécessaire}} = 591 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est : 741.44 m²

9.3.1 Pré dimensionnement du radier

1. Dalle

- **Condition de l'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

• **Condition forfaitaire de coffrage radier**

$$h = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{8.4}{20} = 0.42\text{m} \quad \text{Avec } L_{\max} = \text{la plus grande portée (8.4m).}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

• **Calcul h radier par la condition de vérification au cisaillement**

$$h \geq \max \left\{ \frac{T^{\text{Max}}}{\bar{\tau}_{u1} \times b} ; \frac{T^{\text{Max}}}{\bar{\tau}_{u2} \times b} \right\} ; \text{ avec } b = 1 \text{ ml}$$

$$\triangleright T^{\text{Max}} = \frac{q \times l}{2} ; q = \frac{N_u \times b}{S_r}$$

$$q = \frac{120913 \times 1}{741.44} = 163.08 \text{ KN/ml} ; T^{\text{Max}} = \frac{163.08 \times 8.4}{2} = 684.94 \text{ KN}$$

$$\triangleright \bar{\tau}_{u1} = \min\{ 0,1f_{c28} ; 3 \text{ Mpa} \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\triangleright \bar{\tau}_{u2} = \min\left\{ \frac{0,07 \times f_{c28}}{1,15} ; 3 \text{ Mpa} \right\} = 1,52 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \max \left\{ \frac{684.94 \times 10}{2.5 \times 10^2} ; \frac{684.94 \times 10}{1.52 \times 10^2} \right\} = 45 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

2. Nervure

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique ;
La nervure est rigide :

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e \right) \geq (\text{entre axe poteaux}) \quad \text{càd} \quad \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur travée}$$

Avec :

E: Module de Young

K: Coefficient de raideur du sol (selon le rapport du sol)

I: Inertie de la section transversale du radier.

b_n : largeur de la nervure

b_{sf} : largeur utile

$$- l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B_{sf}}}$$

$$- I = \frac{b_n \times h_n^3}{12} ; b_n = 100 \text{ cm}$$

$$- b_{sf} = 8.4 \text{ m}$$

$$- E = 11000 \times 25^{1/3} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$- K = 31 \text{ MN/m}^3$$

Alors, la relation devient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,031 \times 8400 \times 4200^4}{32164.195 \times 1000 \times \pi^4}} = 1.07 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = 110 \text{ cm}$$

Le choix final

Epaisseur de la dalle du radier : $h = 45 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 150 \text{ cm} \\ b_n = 100 \text{ cm} \end{cases}$

9.3.2 Vérifications nécessaires

9.3.2.1 Vérification des contraintes dans le sol sous le radier

a. Sollicitation du premier genre

$$\sigma_{s,ser} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_{ultim} < \sigma_{sol}$$

Surcharge de radier : $Q_r = 0,25 \text{ tons /m}^2$

$$Q_r = 0,25 \times S_r = 0,25 \times 741.44 = 185.36 \text{ tons}$$

Poids de radier : $P_{radier} = 0,45 \times 741.44 \times \frac{25}{10} = 834.12 \text{ tons}$

$$\begin{cases} N_s' = N_s + P_{radier} + Q_r = 8865.053 + 834.12 + 185.36 = 9884.53 \text{ tons} \\ N_u' = N_u + 1,35P_{radier} + 1,5Q_r = 12091.30 + 1,35 \times 834.12 + 185.36 \times 1,5 = 13495.40 \text{ tons} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{s,ser} = \frac{N_s'}{S_r} = \frac{9884.53 \times 10^4}{741.44 \times 10^6} = 0.13 < \sigma_{sol} = 1.50 \text{ Mpa} \\ \sigma_{ultim} = \frac{N_u'}{S_r} = \frac{13495.40 \times 10^4}{741.44 \times 10^6} = 0.18 < \sigma_{sol} = 1.50 \text{ Mpa} \end{cases}$$

condition vérifiée

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M_r}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M_r}{I} V$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} .

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,87\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

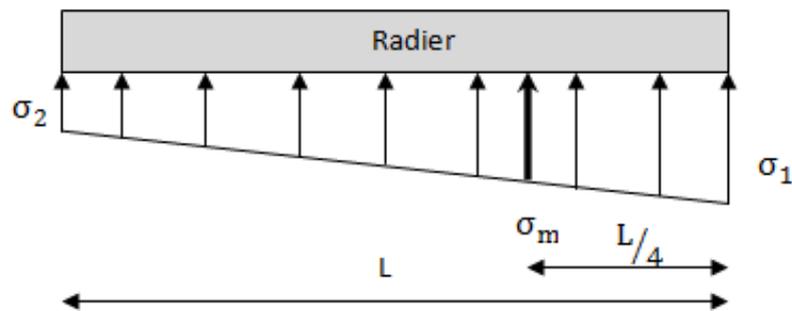


Figure 52 : Les contraintes sous le radier.

ELU	134954	kN		I_{x-x}	67694.089	m^4
ELS	98845.30	kN		I_{y-y}	31002.078	m^4
W	85704.23	kN		V_{x-x}	11.20	m
S	741.44	m^2		V_{y-y}	16.55	m
Mrx-x	136146.65	kN.m		W_{x-x}	6044.11	m^3
Mry-y	124705.65	kN.m		W_{y-y}	1873.27	m^3

	sens	σ_1	σ_2	σ_m
ELU	Sens x-x	0.204	0.159	0.193
	Sens y-y	0.248	0.116	0.215
ELS	Sens x-x	0.156	0.111	0.145
	Sens y-y	0.199	0.067	0.167
W	Sens x-x	0.138	0.093	0.127
	Sens y-y	0.183	0.049	0.149
Vérification		$\sigma_1^{max} < 1.5 \sigma_{sol} = 2.25MPa$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{sol} = 1.99MPa$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

9.3.2.2 Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : La charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU (539.34 tons).

h : Epaisseur totale du radier.

$$\mu_c = (2a + 2h) + (2b + 2h) = (2 \times 1 + 2 \times 1.5) + (2 \times 1.2 + 2 \times 1.5) = 10.4 \text{ m}$$

$$N_u = 539.34 \text{ tons} \leq \frac{0,045 \times 10.4 \times 150 \times 25}{1,5} = 1170 \text{ tons} \quad \text{Condition vérifiée}$$

9.3.2.3 Vérification au renversement

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centre de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure ($W=G+\beta Q$).

B : la largeur du radier.

sens	Nr (kN)	Mr (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	Observation
Sens x-x	76992.31	136146.65	1.76	22.4	5.6	Vérifier
Sens y-y	76992.31	124705.65	1.61	33.1	8.27	Vérifier

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable.

9.4 FERRAILLAGE DU RADIER

9.4.1 Ferrailage de la dalle du radier

Valeur de la pression sous radier

- **ELU :** $q_u = \frac{N_u'}{S_r} \times b = \frac{120499.32}{741.44} = 162.52 \text{ kN/m} \quad ; b = 1 \text{ m}$

- **ELS :** $q_s = \frac{N_s'}{S_r} \times b = \frac{88349.64}{741.44} = 119.16 \text{ kN/m}$

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v = 0) :**

- On n'a le rapport des panneaux $\left(0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1\right)$ la dalle travaille dans les deux sens.

-
$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Tableau 74 : Le moment suivant les deux sens à l'ELU.

Panneaux	Lx(m)	Ly(m)	Lx/Ly	Ux	Uy	q(KN/m)	Lx ² m	Mx	My	Note X	Note y
3,4 10, 11,13 16, 17,19 24,28	4.7	8.4	0.560	0.088	0.25	162.52	22.09	315.92	78.98	ok	/
18, 31	4.2	4.2	1	0.0368	1	162.52	17.64	105.50	105.50	/	ok
1, 2, 5, 9 14, 15 20, 21 26, 27	4.2	8.4	0.500	0.0966	0.25	162.52	17.64	276.93	69.23	/	/
22, 25,29	4.2	4.7	0.893	0.0466	0.7635	162.52	17.64	133.59	102.00	/	/
23, 30	3.15	4.2	0.750	0.0621	0.5105	162.52	9.92	100.14	51.12	/	/
12, 32	4.2	5.25	0.800	0.0561	0.5959	162.5	17.64	160.83	95.84	/	/

Calcul des sections selon l'organigramme de flexion simple à L'ELU

- **Moments en travées** (panneau d'intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

- **Moments sur appuis** (panneau d'intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,5 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,5 \times M_y$$

			As calcul (cm ²)	choix	As (cm ²)	note	
		Mtx	268.53	9T16	18.09	ok	
Mx=	315.93	→	Max	5T16	10.05	ok	
My=	105.50		Mty	8T14	12.31	ok	
			May	44.83	8T14	12.31	ok

- Les conditions réglementaires

Condition réglementaire		Cm ²
C.N.F $A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$		3.864
RPA	As min 0,5% (h×b)	22.5
	As max Z,C 4% (h×b)	180
	As max Z, R 6% (h×b)	270

- Les choix suivant les conditions réglementaires

Choix	As (cm ²)
9T16	18.09
5T16	10.05
8T14	12.31
8T14	12.31

9.4.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS (v = 0.2)

- Calcul les contraintes limitées

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15Mpa$$

- Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \times f_e = 0,5 \times 500 = 250 Mpa \\ 200 Mpa \\ 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} = 164.94 Mpa \end{array} \right. = 200 Mpa$$

Avec : $\eta = 1,6$ (HA)

Tableau 75 : Le moment suivant les deux sens à l'ELS.

Panneaux	Lx(m)	Ly(m)	Lx/Ly	Ux	Uy	q(KN/m)	Lx²m	Mx	My	Note X	Note y
3,4 10, 11,13 16, 17,19 24,28	4.7	8.4	0.560	0.0923	0.4254	119.16	22.09	242.96	103.35	ok	/
18, 31	4.2	4.2	1	0.0441	1	119.16	17.64	92.70	4.09	/	ok

Vérification des sections selon l'organigramme de flexion simple à L'ELS

- Moments en travées (panneau d'intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

- Moments sur appuis (panneau d'intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,5 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,5 \times M_y$$

			As cal	choix	As (cm²)		
			Mtx	206.516	43.71	10T20	43.71
Mx=	242.96	→	Max	121.840	10.05	5T16	10.05
My=	103.35		Mty	87.848	12.31	8T14	12.31
			May	51.675	12.31	8T14	12.31

- Les choix adopter dans L'ELU n'ont pas tous vérifiés les calculs a L'ELS donc après plusieurs essais voilà le résultat final :

	Sens	Ms (Kn.m)	As adopté (cm ²)		Calculée (MPa)	limite (MPa)	Note	choix	As (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	206.51	43.1	BFS	7.59	15	V	10T20	43.1	10
				AS	/	200	V			
				AI	185.9	200	V			
				BFI	0	15	V			

	Sens	Ms (Kn.m)	As adopté (cm ²)		Calculée (MPa)	limite (MPa)	Note	choix	As (cm ²)	St (cm)
Travée	y-y	87.85	12.31	BFS	4.51	15	V	8T14	12.31	10
				AS	/	200	V			
				AI	192.90	200	V			
				BFI	0	15	V			

	Sens	Ms (Kn.m)	As adopté (cm ²)		Calculée (MPa)	limite (MPa)	Note	choix	As (cm ²)	St (cm)
Appuis	x-x	121.48	18.84	BFS	5.32	15	V	6T20	18.84	10
				AS	/	200	V			
				AI	177.60	200	V			
				BFI	0	15	V			

	Sens	Ms (Kn.m)	As adopté (cm ²)		Calculée (MPa)	limite (MPa)	Note	choix	As (cm ²)	St (cm)
Appuis	y-y	51.67	12.31	BFS	2.66	15	V	8T14	12.31	10
				AS	/	200	V			
				AI	113.50	200	V			
				BFI	0	15	V			

9.5 FERRAILLAGE DES NERVURES

On doit calculée les pourcentages de répartition des charges (les efforts normaux de tous les poteaux et les voiles de noyau central) pour retrouver la charge revenant à chaque nervure.

9.5.1 Les charges revenant pour chaque fille a L'ELU

$$q_{ELU} = N/L$$

x-x	N(KN)	L(m)	qu(KN/m)	y-y	N(KN)	L(m)	qu(KN/m)
FA	15511.72	22.4	692.49	F1	13358.44	33.1	403.58
FB	19848.44	22.4	886.14	F2	21310.40	33.1	643.82
FC	3559.02	4.2	847.39	F3	17059.68	33.1	515.40
FD	22799.58	22.4	1017.84	F4	22452.52	33.1	678.32
FE	24438.97	22.4	1091.03	F5	21390.41	33.1	646.24
FF	21447.72	22.4	957.49	F6	13333.57	33.1	402.83
		Max	1091.03			Max	678.32

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELU**

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{tx} = 0,5 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,5 \times M_y$$

direction	q (kN/m)	M0	Mt	Ma	As t	As a
x-x	1091.03	3012.60	2560.70	1506.30	42.43	24.46
y-y	678.32	5982.70	5085.29	2991.35	88.97	50

choix T	choix A	As T choix	As A choix
10T25	10T20	49.06	31.40
20T25	16T20	98.13	50.24

➤ Les conditions réglementaires

Condition réglementaire		Cm ²
C.N.F		13.04
RPA	As min 0,5%(h×b)	75
	As max Z,C 4%(h×b)	600
	As max Z,R 6%(h×b)	900

▪ Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ELS} = N/L$$

x-x	N(KN)	L(m)	qs(KN/m)	y-y	N(KN)	L(m)	qs(KN/m)
FA	11369.45	22.4	507.56	F1	9806.51	33.1	296.27
FB	14550.71	22.4	649.59	F2	15606.32	33.1	471.49
FC	3559.02	4.2	847.39	F3	13332.43	33.1	402.79
FD	16695.78	22.4	745.35	F4	16422.92	33.1	496.16
FE	17906.44	22.4	799.39	F5	15659.08	33.1	473.08
FF	15704.22	22.4	701.08	F6	9786.21	33.1	295.66
		Max	847.39			Max	496.16

• Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

• Moments sur appuis

$$M_{tx} = 0,5 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,5 \times M_y$$

direction	q (kN/m)	M0	Mt	Ma	As t choix	As a choix
x-x	847.39	2339.86	1988.87	1169.93	20T25	12T25
y-y	678.32	5982.70	5085.29	2991.35	32T25	30T20

▪ Les vérifications

	Ms (kN,m)	As adopté (cm ²)		Calculée (Mpa)	limite (Mpa)	Note	choix	ev,eh (cm)	Lim ev, eh (cm)
Travée x-x	1988.88	98.13	BFS	5.93	15	V	20T25	8.72	3.75
			AS	/	200	V			
			AI	158.30	200	V			
			BFI	0	15	V			

	Ms (kN,m)	As adopté (cm ²)		Calculée (Mpa)	limite (Mpa)	Note	choix	ev, eh (cm)	Lim ev, eh (cm)
Appuis x-x	1169.93	58.88	BFS	4.18	15	V	12T25	8.72	3.75
			AS	/	200	V			
			AI	151.30	200	V			
			BFI	0	15	V			

	Ms (kN,m)	As adopté (cm ²)		Calculée (Mpa)	limite (Mpa)	Note	choix	ev, eh (cm)	Lim ev, eh (cm)
Travée y-y	3719.71	157	BFS	9.55	15	V	32T25	8.72	3.75
			AS	/	200	V			
			AI	190.1	200	V			
			BFI	0	15	V			

	Ms (kN,m)	As adopté (cm ²)		Calculé e (Mpa)	limite (Mpa)	Note	choix	ev, eh (cm)	Lim ev, eh (cm)
Appuis y-y	2188.06	94.2	BFS	6.62	15	V	20T25	8.72	3.75
			AS	/	200	V			
			AI	181	200	V			
			BFI	0	15	V			

9.6 FERRAILLAGE TRANSVERSAL

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1091.03 \times 4.7}{2} = 2563.92 \text{ kN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$$

$$A_t = \left(\frac{2563.92 \times 10^3}{0,9 \times 1050 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 9.36 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T12 (11.31 \text{ cm}^2)$$

9.7 ARMATURE DE PEAU

Le règlement **BAEL91 modifié en 99** prévoit des armatures de peau dès que l'on dépasse une hauteur de 60cm

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{m} \times 1.5 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Par paroi on prend **6HA14 (9.24cm²)**.

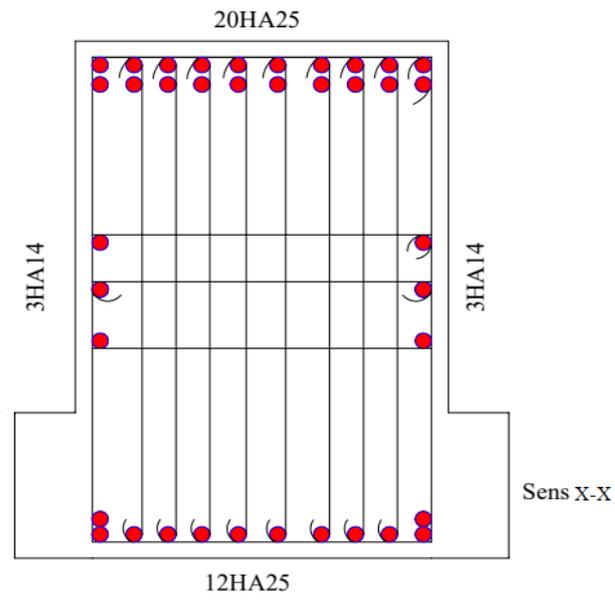


Figure 53 : ferrailages des nervures suivant sens X-X.

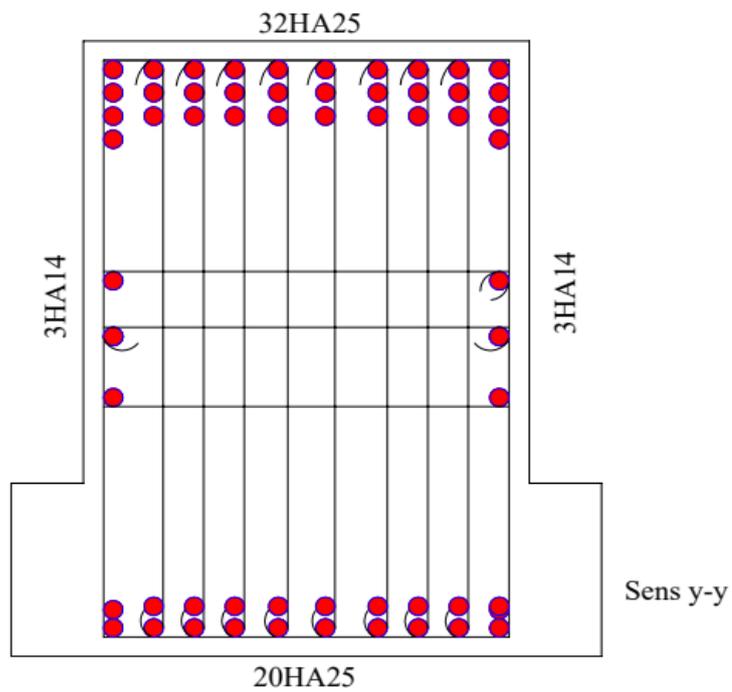


Figure 54 : ferrailages des nervures suivant sens Y-Y.

CONCLUSION

CONCLUSION

Le projet de fin d'étude est la phase la plus importante dans notre cycle de formation, c'est la meilleure occasion pour appliquer les connaissances acquises durant notre cursus. Cette expérience nous a permis de découvrir les différentes techniques et logiciel de calcul des structures, et nous avons conclu ce qui suit :

- Le pré dimensionnement a pour but le choix et vérification des dimensions des différents éléments donnés dans le plan d'architecte, ces dimensions peuvent être changées considérablement après l'étude sismique.
- L'étude dynamique en zone sismique est très importante, elle s'impose pour déterminer les caractéristiques dynamiques propres d'une structure, ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amortie, cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.
- En cas de présence de contreventement tel que noyau central (ou palés de stabilités), le flambement sera local et la vérification des éléments se fait avec les conditions à nœuds fixes.
- Les assemblages dans les structures métalliques permettent la réunion et la solidarisation de plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission et la répartition de diverses sollicitations, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.
- L'outil informatique a tellement aidé l'ingénieur et facilité sa tâche, mais il ne pourra jamais le remplacer ; l'ingénieur restera toujours celui qui prend les décisions et responsable de l'application, mais l'ingénieur tout seul ne pourra rien faire, car la solution finale ne peut être que le résultat d'un travail en équipe composée de tous les intervenants dans le domaine du building, et tout en respectant les exigences de la réglementation en vigueur.

REFERENCES

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- ✓ Conception et dimensionnement des structures mixtes acier - béton ;(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2-4.10**).
- ✓ Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- ✓ Cours de béton armé **BAEL91 modifié 99** et DTU associés, par **Jean- Pierre Mouglin**.
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé, règles **CBA 93 RPA 2003**, par **Y. Cherait**.
- ✓ Conception et dimensionnement des structures mixtes acier- béton, l'Eurocode 4 partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- ✓ Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3, par **J. Morel**.
- ✓ Cours charpente métallique 1, (4^{ème} année), **Mr MENNADI**.
- ✓ Cours charpente métallique 2, (5^{ème} année), **Mr SETHI**.
- ✓ <https://fr.weatherspark.com> (Météo habituelle à Zeralda, Algérie-Weather Spark).

LISTE DES NOTIONS

- A : La section brute d'une section.
- A_{net} : Section nette d'une pièce.
- A_w : Section de l'âme.
- A_v : Aire de cisaillement.
- b_f : La largeur de la solive.
- 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.
- $I_v(z)$: Intensité de la turbulence.
- K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre-Poteau.
- K_0 : 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.
- $qp(ze)$: 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.
- W : Pression aérodynamique.
- $W(z_j)$: Pression dynamique.
- W_e : Pression extérieur 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 résistance élastique.
- d : Diamètre d'une section circulaire.
- f_y : Limite d'élasticité.
- f_u : Résistance à la traction.

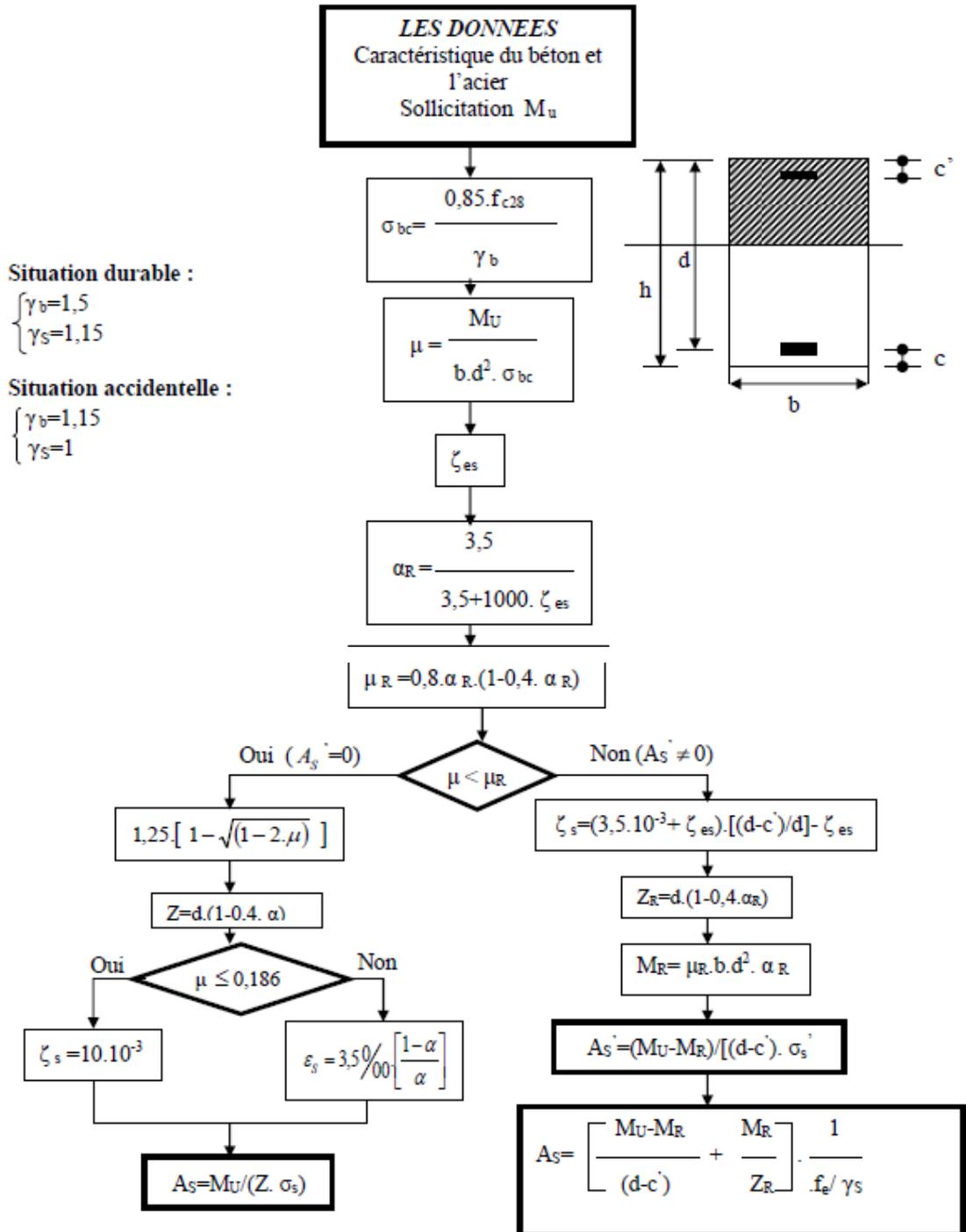
- f_{bu} : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime.
 - H : Hauteur d'une pièce.
 - d : Diamètre d'une section circulaire.
 - r : Rayon d'une section circulaire.
 - d : Diamètre d'une section circulaire.
 - t : Epaisseur d'une pièce.
 - t_f : Epaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).
 - t_w : Epaisseur 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.
 - x : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
-
- β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
 - β_m : Facteur de corrélation.
 - γ : Coefficient partiel de sécurité.
 - γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1,2,3).
 - γ_{m1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4).
 - γ_{m2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous.
 - A_s : Aire d'une section d'acier.
 - A_t : Section d'armatures transversales.
 - B : Aire d'une section transversale de béton.
 - \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
 - Q : Charge d'exploitation.
 - γ_s : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.
 - γ_b : Coefficient de sécurité de calcul de béton.
 - σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 - σ_c : Contrainte de compression du béton.
 - $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 - $\bar{\sigma}_c$: Contrainte de compression admissible du béton.
 - τ_u : Contrainte ultime de cisaillement
 - τ : Contrainte tangentielle.
 - G : Charge permanente.
 - ξ : Déformation relative.
 - V_0 : Effort tranchant à la base.
 - E.L.U : Etat limite ultime.
 - E.L.S : Etat limite service.
 - N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 - N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 - T_u : Effort tranchant ultime.
 - T : Effort tranchant, Période.
 - S_t : Espacement
 - λ : Elancement.
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.

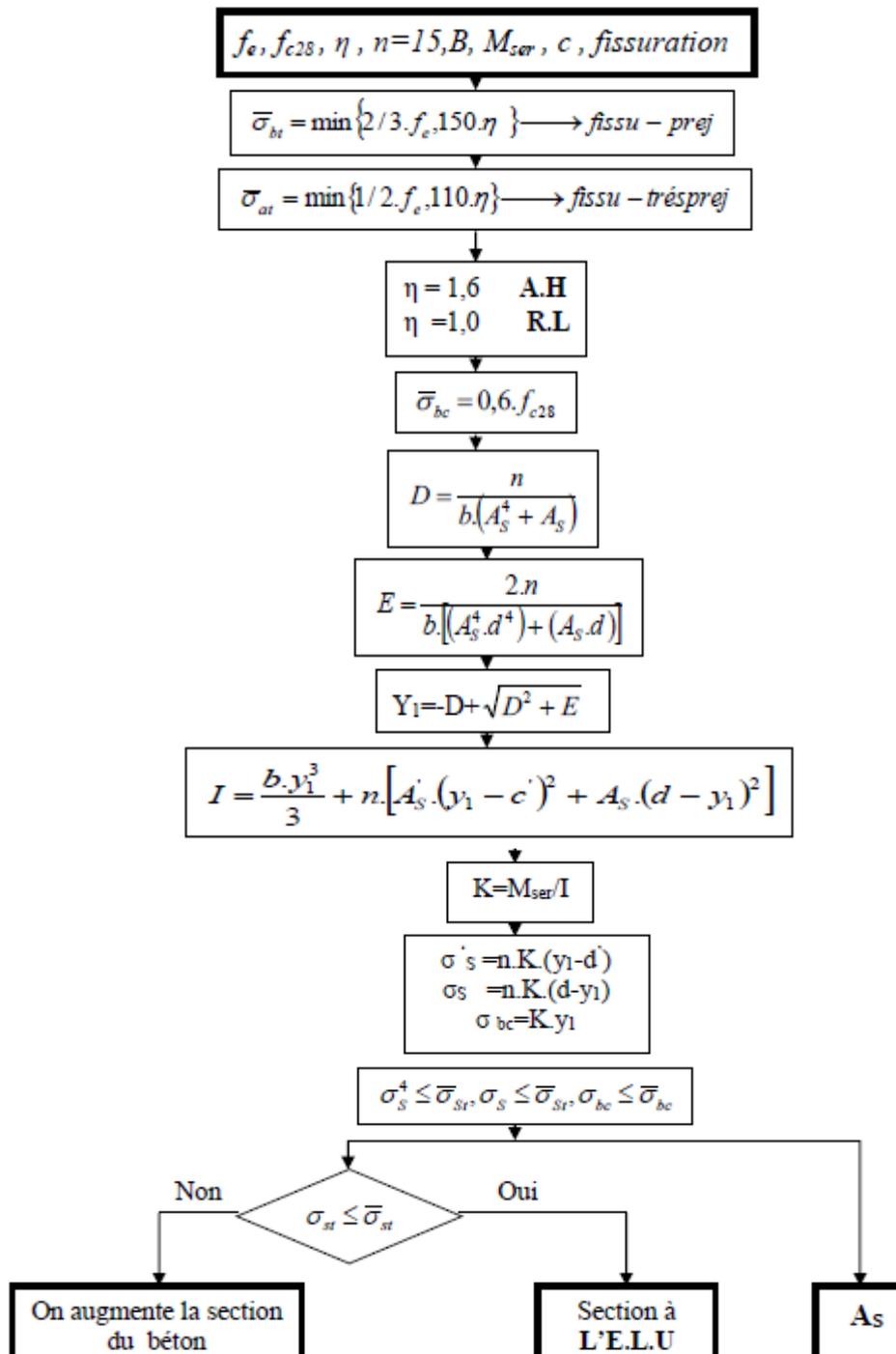
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée d'un élément.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile de calcul
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismique.

ANNEXE

ANNEXE B

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -II-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U.**

Calculs de l'assemblage poutre-solive (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio
0,77**GENERAL**

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 537
 Barres de la structure: 64, 1259, 1258

GEOMETRIE**POUTRE PRINCIPALE**

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 64
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 450$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 190$ [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
 $t_{fg} = 15$ [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
 $A_p = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

GAUCHE**POUTRE**

Profilé: IPE 200
 Barre N°: 1259
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 200$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

ANNEXE C

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_{bl} =$	100	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	28,48	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{ybl} =$	1943,17	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybl} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ubl} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	25	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	85	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{kl} =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kl} =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkl} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kl} =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kl} =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ykl} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukl} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa] Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm] Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm] Entraxe

DROITE

POUTRE

Profilé:	IPE 200		
Barre N°:	1258		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	200	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{br} =$	100	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

ANNEXE C

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$r_{br} =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	28,48	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{ybr} =$	1943,17	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybr} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ubr} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	25	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	85	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10		
$h_{kr} =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kr} =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkr} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kr} =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kr} =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ykr} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukr} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

ANNEXE C

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: 19: G+Q-1.5 Ex (1+2+3)*1.00+5*-1.50

GAUCHE

$N_{b2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial
$V_{b2,Ed} =$	30,61	[kN]	Effort tranchant
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

DROITE

$N_{b1,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial
$V_{b1,Ed} =$	26,43	[kN]	Effort tranchant
$M_{b1,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

GAUCHE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	38,6	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un	$F_{v,Rd} =$	
$=$	0]	boulon	$0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$	
$F_{t,Rd} =$	45,2	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} =$	$0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$
$=$	2]			

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,65 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 84,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

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
$\alpha_{bz} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,65 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd2z} = 84,00$ [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

ANNEXE C

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$M_0 = 1,0$ [kN* 4 m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{Vz} = 7,6$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = 0.5 * V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} = 17,29$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x2,Ed} = 17,29$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} = 7,6$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 18,91$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 84,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
$F_{Rdz} = 84,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$
$ F_{x2,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 17,29 < 84,00$	vérifié	(0,21)
$ F_{z2,Ed} \leq F_{Rdz}$	$7,6 < 84,00$	vérifié	(0,09)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$18,91 < 38,60$	vérifié	(0,49)

Traction des boulons

$e = 70$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 1,0$ [kN* 7 m]	Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 * (M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 17,78$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$17,78 < 45,22$	vérifié	(0,39)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 18,91$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,77 < 1,00$	vérifié	(0,77)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,2$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un		$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$= 1$]	boulon		

Pression du boulon sur la poutre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,93$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 112,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 101,52$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

ANNEXE C

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 168,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 168,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 70 \text{ [mm]}$ Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$$M_0 = 2,13 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} \cdot e$$

$$F_{Nx} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{Nx} = |N_{b2,Ed}|/n$$

$$F_{Vz} = 15,31 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = |V_{b2,Ed}|/n$$

$$F_{Mx} = 35,56 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{Mz} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z} \quad F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 35,56 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z2,Ed} = 15,31 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 38,71 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z2,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 112,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 101,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |35,56| < 112,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |15,31| < 101,52 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 38,71 < 77,21 \quad \text{vérifié} \quad (0,50)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

CORNIERE

$$A_{nt} = 2,60 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 6,80 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 150,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |15,31| < 150,08 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

ANNEXE C

POUTRE

$A_{nt} = 2,30$	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 4,37$	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 106,5$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 30,61 < 106,55$	vérifié (0,29)

DROITE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,6$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} = 45,2$	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,65$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 84,00$	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,65$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 84,00$	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 0,9$	[kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{Vz} = 6,6$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b2,Ed} / n$
$F_{Mx} = 14,93$	[kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x1,Ed} = 14,93$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x1,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z1,Ed} = 6,6$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 16,33$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 84,00$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$

ANNEXE C

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$F_{Rdz} = 84,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$	
$ F_{x1,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 14,93 < 84,00$	vérifié	(0,18)
$ F_{z1,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 6,61 < 84,00$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$16,33 < 38,60$	vérifié	(0,42)

Traction des boulons

$e = 70$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 0,92$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b1,Ed} + V_{b1,Ed} * e)$	
$F_{t,Ed} = 15,35$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$15,35 < 45,22$	vérifié	(0,34)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 16,33$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,67 < 1,00$	vérifié	(0,67)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,2$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$	
------------------------	---	---	--

Pression du boulon sur la poutre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,93$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 67,20$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$	
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 60,48$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$	

Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 168,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$	
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié	

ANNEXE C

$F_{b,Rd2z} = 168,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{t2} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 70$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_0 = 1,8$ 4 [kN* m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = V_{b1,Ed} \cdot e$	
$F_{Nx} = 0,0$ 0 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b1,Ed} / n$	
$F_{Vz} = 13,$ 22 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b1,Ed} / n$	
$F_{Mx} = 30,$ 71 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{Mz} = 0,0$ 0 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{x,Ed} = 30,$ 71 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z1,Ed} = 13,$ 22 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Ed} = 33,$ 43 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} = 67,$ 20 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 60,$ 48 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 30,71 < 67,20$	vérifié	(0,46)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 13,22 < 60,48$	vérifié	(0,22)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$33,43 < 77,21$	vérifié	(0,43)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 6,80$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 150,0$ 8 [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_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 13,22 < 150,08$	vérifié	(0,09)

POUTRE

$A_{nt} = 2,30$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 4,37$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 106,5$ 5 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 26,43 < 106,55$	vérifié	(0,25)

VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE

PRESSION DU BOULON SUR L'AME DE LA POUTRE PRINCIPALE

Direction x

$k_x = 2,50$

Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$k_x = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

ANNEXE C

$k_x > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,99$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_b > 0.0$	$0,99 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rdx} = 120,32$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rdx} = k_x * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_z = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_z = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_z > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rdz} = 104,90$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rdz} = k_z * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE

$F_{x,Ed} = 32,23$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$
$F_{z,Ed} = 14,26$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$
$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$	$ 32,23 < 120,32$	vérifié	(0,27)
$ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$	$ 14,26 < 104,90$	vérifié	(0,14)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

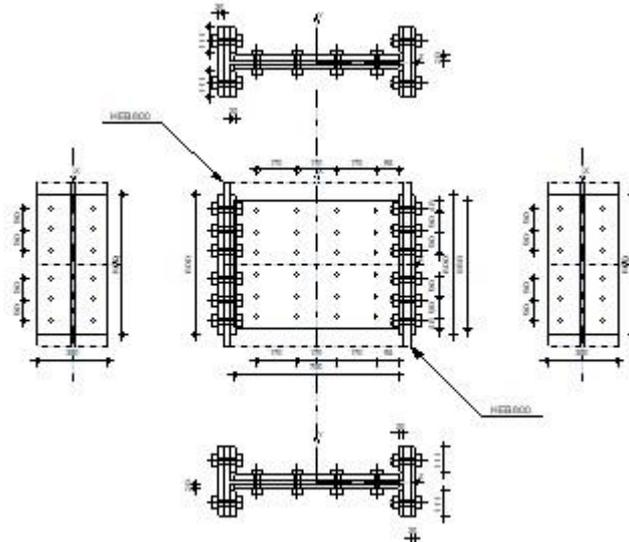
Ratio 0,77



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio
0,87

GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Epissure du poteau
 Noeud de la structure: 6521
 Barres de la structure: 509, 510

POTEAU INFÉRIEUR

Profilé: HEB 800
 $h_{c1} = 800$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc1} = 18$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc1} = 33$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c1} = 30$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c1} = 334,18$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc1} = 359084,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc1} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc1} = 405,00$ [MPa]

POTEAU SUPÉRIEUR

Profilé: HEB 800
 $h_{c2} = 800$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc2} = 18$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc2} = 33$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c2} = 30$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c2} = 334,18$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc2} = 359084,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28

ANNEXE C

$f_{yc2} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc2} = 405,00$ [MPa]

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 550$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pw} = 700$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pw} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24
 $f_{ypw} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upw} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24
 $f_{ype} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE INTERNE DROITE

$l_{pi} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pi} = 111$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pi} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24
 $f_{ypi} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upi} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24
 $f_{ype} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE INTERNE GAUCHE

$l_{pi} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pi} = 111$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pi} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24
 $f_{ypi} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upi} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFÉRIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_o = 26$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 3,53$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

ANNEXE C

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$A_v =$	4,52	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$k_s =$	1,00		Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
$\mu =$	0,50		Coefficient de frottement
$f_{yb} =$	640,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	900,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	3		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	95	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	90	[mm]	Ecartement
$p_1 =$	170	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe = HR 8.8			Classe du boulon
$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	26	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,53	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	4,52	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$k_s =$	1,00		Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
$\mu =$	0,50		Coefficient de frottement
$f_{yb} =$	640,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	900,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	60	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	90	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe = HR 8.8			Classe du boulon
$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	26	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	3,53	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	4,52	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$k_s =$	1,00		Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
$\mu =$	0,50		Coefficient de frottement
$f_{yb} =$	640,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	900,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	60	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	90	[mm]	Entraxe

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe = HR 8.8			Classe du boulon
-----------------	--	--	------------------

ANNEXE C

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d =	24	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	26	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,53	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	4,52	[cm ²]	Aire de la section du boulon
k _s =	1,00		Coefficient pour le calcul de F _{s,Rd}
μ =	0,50		Coefficient de frottement
f _{yb} =	640,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	900,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	3		Nombre de colonnes des boulons
n _v =	4		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	95	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ =	90	[mm]	Ecartement
p ₁ =	170	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe = HR 8.8			Classe du boulon
d =	24	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	26	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,53	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	4,52	[cm ²]	Aire de la section du boulon
k _s =	1,00		Coefficient pour le calcul de F _{s,Rd}
μ =	0,50		Coefficient de frottement
f _{yb} =	640,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	900,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	1		Nombre de colonnes des boulons
n _v =	3		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	60	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	90	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe = HR 8.8			Classe du boulon
d =	24	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	26	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,53	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	4,52	[cm ²]	Aire de la section du boulon
k _s =	1,00		Coefficient pour le calcul de F _{s,Rd}
μ =	0,50		Coefficient de frottement
f _{yb} =	640,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	900,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	1		Nombre de colonnes des boulons
n _v =	3		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	60	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	90	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

ANNEXE C

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 18: G+Q+1.5Ex (1+2+3)*1.00+5*1.50

ETAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} =$	-2778,78	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed1} =$	0,31	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed1} =$	-131,11	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed1} =$	87,85	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{Vz,Ed1} =$	-3,99	[kN*m]	Moment fléchissant
$N_{Ed2} =$	-2778,78	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed2} =$	-0,28	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed2} =$	131,10	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed2} =$	87,85	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{Vz,Ed2} =$	-3,99	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

PAROI INFERIEURE

Effort axial

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 280,00$	-1591,12	-	$N_{Ed,pw} = -1591,12$
	$A_{pfue} = 60,00$	-340,96	50,32	$N_{Ed,pfue} = -290,63$
	$A_{pfui} = 44,50$	-252,88	32,50	$N_{Ed,pfui} = -220,38$
	$A_{pfli} = 44,50$	-252,88	-32,50	$N_{Ed,pfli} = -285,37$
	$A_{pfle} = 60,00$	-340,96	-50,32	$N_{Ed,pfle} = -391,28$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfli} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 280,00$	$V_{z,Ed,pw} = -131,11$

Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,fupe} = 60,00$	$V_{y,Ed,fupe} = 0,09$
	$A_{y,fupi} = 44,50$	$V_{y,Ed,fupi} = 0,07$

ANNEXE C

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,flpi} = 44,50$	$V_{y,Ed,flpi} = 0,07$
	$A_{y,flpe} = 60,00$	$V_{y,Ed,flpe} = 0,09$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfti} + A_{pfle})$$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 114333,33$	23,38	$M_{y,Ed,pw} = 23,38$
	$I_{y,pfue} = 100880,00$	20,63	-
	$I_{y,pfui} = 56729,64$	11,60	-
	$I_{y,pfti} = 56729,64$	11,60	-
	$I_{y,pfle} = 100880,00$	20,63	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + 2 * I_{pfui} + 2 * I_{pfti} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue} = 4500,00$	$M_{z,Ed,pfue} = -1,01$
	$I_{z,pfui} = 4422,42$	$M_{z,Ed,pfui} = -0,99$
	$I_{z,pfti} = 4422,42$	$M_{z,Ed,pfti} = -0,99$
	$I_{z,pfle} = 4500,00$	$M_{z,Ed,pfle} = -1,01$

$$M_{z,i} = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfui} + 2 * I_{z,pfti} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 390,8 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un} \quad F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

= 6] boulon

$$F_{p,c} = 222,3 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression dans le boulon} \quad F_{p,c} = 0,7 * f_{ub} * A_s$$

= 9]

$$F_{s,Rd} = 177,9 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au glissement} \quad F_{s,Rd} = (k_s * m * \mu / \gamma_{M3}) * F_{p,c}$$

= 1]

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2,8 * (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$$

$k_{1x} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$$\alpha_{bx} = 0,61 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), p_2/(3 * d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bx} > 0,0$ $0,61 > 0,00$ **vérifié**

$$F_{b,Rd1x} = 207,17 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2,8 * (e_2/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_2/d_0) - 1,7, 2,5]$$

$k_{1z} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

ANNEXE C

$\alpha_{bz} = 1,00$	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
$F_{b,Rd1z} = 340,20$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaque

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,61$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,61 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 426,77$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	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
$F_{b,Rd2z} = 700,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 138$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5*(s_1 + (C-1)*p_2)$
$M_y = 5,36$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,p} * e_0$
$F_{x,N} = 132,59$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
$F_{z,Vz} = 10,93$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,pw} / n_b$
$F_{x,My} = 2,74$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 0,97$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 135,33$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 11,89$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 135,86$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 207,17$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 340,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 135,33 < 207,17$	vérifié (0,65)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 11,89 < 340,20$	vérifié (0,03)
$F_{Ed} \leq F_{s,Rd}$	$135,86 < 177,91$	vérifié (0,76)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 390,86$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 222,39$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7*f_{ub}*A_s$
$F_{s,Rd} = 177,91$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd} = (k_s*m*\mu/\gamma_{M3})*F_{p,c}$

ANNEXE C

$F_{v,Rd} = 390,86$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement
Pression du boulon sur l'aile du poteau

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 493,48$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 493,48$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 539,08$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,66$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,66 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 460,46$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 150$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r_1 - 1) \cdot p_1$
$M_z = 1,97$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 85,54$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 0,03$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 2,19$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 2,19$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 83,35$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 2,22$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 83,38$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 493,48$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 460,46$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$

ANNEXE C

$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -83,35 < 493,48$	vérifié	(0,17)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 2,22 < 460,46$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{s,Rd}$	$83,38 < 177,91$	vérifié	(0,47)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 390,86$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 222,39$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd} = 177,91$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 493,48$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 493,48$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 539,08$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,66$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,66 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 460,46$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 150$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r_1 - 1) \cdot p_1$
$M_z = -1,97$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 112,4$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 0,03$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 2,19$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 2,19$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$

ANNEXE C

$e_0 = 150$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r_1 - r_2)$
$F_{x,Ed} = 110,2$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 2,22$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Mz} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 110,24$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 493,48$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 460,46$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -110,21 < 493,48$	vérifié (0,22)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 2,22 < 460,46$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{s,Rd}$	$110,24 < 177,91$	vérifié (0,62)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		98,70	28,44	-131,11 (*1)	2027,76 (*)	0,06	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		102,80	32,50	-65,55 (*1)	1869,26 (*)	0,04	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		28,20	35,00	0,15 (*1)	893,61 (*)	0,00	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		28,20	35,00	0,15 (*1)	893,61 (*)	0,00	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

ANNEXE C

$$(*) V_{\text{effRd}} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$$\begin{aligned} A_t &= 102,86 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la zone tendue de la section brute} \\ A_{t,\text{net}} &= 67,50 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire nette de la zone de la section en traction} \\ 0.9 \cdot (A_{t,\text{net}}/A_t) &\geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) && 0,59 < 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= 8977,10 \text{ [cm}^3\text{]} && \text{Facteur élastique de la section} \\ W_{\text{net}} &= 8977,10 \text{ [cm}^3\text{]} && \text{Facteur élastique de la section} \\ M_{c,\text{Rdnet}} &= 2468,70 \text{ [kN}\cdot\text{m]} && \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} && M_{c,\text{Rdnet}} = W_{\text{net}} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0} \\ |M_0| \leq M_{c,\text{Rdnet}} &&& |87,85| < 2468,70 && \text{vérifié} && (0,04) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 140,00 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la section efficace en cisaillement} && A_v = h_p \cdot t_p \\ A_{v,\text{net}} &= 121,80 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} && A_{v,\text{net}} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{pl,Rd}} &= 2222,80 \text{ [kN]} && \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} && V_{\text{pl,Rd}} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \\ |V_0| \leq V_{\text{pl,Rd}} &&& |-131,11| < 2222,80 && \text{vérifié} && (0,06) \end{aligned}$$

ÉCLISSE D'AME

$$\begin{aligned} A_t &= 140,00 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la zone tendue de la section brute} \\ A_{t,\text{net}} &= 119,20 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire nette de la zone de la section en traction} \\ 0.9 \cdot (A_{t,\text{net}}/A_t) &\geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) && 0,77 < 0,80 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= 1633,33 \text{ [cm}^3\text{]} && \text{Facteur élastique de la section} \\ W_{\text{net}} &= 1418,31 \text{ [cm}^3\text{]} && \text{Facteur élastique de la section} \\ M_{c,\text{Rdnet}} &= 333,30 \text{ [kN}\cdot\text{m]} && \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} && M_{c,\text{Rdnet}} = W_{\text{net}} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0} \\ |M_0| \leq M_{c,\text{Rdnet}} &&& |2,68| < 333,30 && \text{vérifié} && (0,01) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 140,00 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la section efficace en cisaillement} && A_v = h_p \cdot t_p \\ A_{v,\text{net}} &= 119,20 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} && A_{v,\text{net}} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{pl,Rd}} &= 1899,48 \text{ [kN]} && \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} && V_{\text{pl,Rd}} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \\ |V_0| \leq V_{\text{pl,Rd}} &&& |-65,55| < 1899,48 && \text{vérifié} && (0,03) \end{aligned}$$

PLATINE EXTERNE DROITE

$$\begin{aligned} A_t &= 60,00 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la zone tendue de la section brute} \\ A_{t,\text{net}} &= 49,60 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire nette de la zone de la section en traction} \\ 0.9 \cdot (A_{t,\text{net}}/A_t) &\geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) && 0,74 < 0,80 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= 300,00 \text{ [cm}^3\text{]} && \text{Facteur élastique de la section} \\ W_{\text{net}} &= 243,45 \text{ [cm}^3\text{]} && \text{Facteur élastique de la section} \\ M_{c,\text{Rdnet}} &= 57,21 \text{ [kN}\cdot\text{m]} && \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} && M_{c,\text{Rdnet}} = W_{\text{net}} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0} \\ |M_0| \leq M_{c,\text{Rdnet}} &&& |-1,01| < 57,21 && \text{vérifié} && (0,02) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 60,00 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la section efficace en cisaillement} && A_v = h_p \cdot t_p \\ A_{v,\text{net}} &= 49,60 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} && A_{v,\text{net}} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{pl,Rd}} &= 814,06 \text{ [kN]} && \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} && V_{\text{pl,Rd}} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \\ |V_0| \leq V_{\text{pl,Rd}} &&& |0,09| < 814,06 && \text{vérifié} && (0,00) \end{aligned}$$

PLATINE INTERNE DROITE

$$\begin{aligned} A_t &= 44,50 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire de la zone tendue de la section brute} \\ A_{t,\text{net}} &= 39,30 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Aire nette de la zone de la section en traction} \end{aligned}$$

ANNEXE C

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,79 < 0,80$$

$W = 294,83 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section
 $W_{net} = 285,50 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 67,09 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|-0,99| < 67,09$ **vérifié** $(0,01)$

$A_v = 22,25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = h_p \cdot t_p$
 $A_{v,net} = 11,85 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 160,78 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
 $|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|0,07| < 160,78$ **vérifié** $(0,00)$

PLATINE INTERNE GAUCHE

$A_t = 44,50 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 39,30 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
 $0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,79 < 0,80$

$W = 294,83 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section
 $W_{net} = 285,50 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 67,09 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|-0,99| < 67,09$ **vérifié** $(0,01)$

$A_v = 22,25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = h_p \cdot t_p$
 $A_{v,net} = 11,85 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 160,78 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
 $|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|0,07| < 160,78$ **vérifié** $(0,00)$

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t = 60,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 49,60 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
 $0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,74 < 0,80$

$W = 300,00 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section
 $W_{net} = 243,45 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 57,21 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|-1,01| < 57,21$ **vérifié** $(0,02)$

$A_v = 60,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = h_p \cdot t_p$
 $A_{v,net} = 49,60 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 814,06 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
 $|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|0,09| < 814,06$ **vérifié** $(0,00)$

PAROI SUPERIEURE

Effort axial

Platine	$A_i \text{ [cm}^2\text{]}$	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i \text{ [kN]}$	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed}) \text{ [kN]}$	Force résultante $N_{Ed,i} \text{ [kN]}$
	$A_{pw} = 280,00$	-1591,12	-	$N_{Ed,pw} = -1591,12$
	$A_{pfue} = 60,00$	-340,96	50,32	$N_{Ed,pfue} = -290,63$
	$A_{pfui} = 44,50$	-252,88	32,50	$N_{Ed,pfui} = -220,38$
	$A_{pfli} = 44,50$	-252,88	-32,50	$N_{Ed,pfli} = -285,37$

ANNEXE C

Effort axial

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pfl_e} = 60,00$	-340,96	-50,32	$N_{Ed,pfl_e} = -391,28$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfl_i} + A_{pfl_e})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{zEd,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 280,00$	$V_{z,Ed,pw} = 131,10$

Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,fupe} = 60,00$	$V_{y,Ed,fupe} = -0,08$
	$A_{y,fupi} = 44,50$	$V_{y,Ed,fupi} = -0,06$
	$A_{y,flpi} = 44,50$	$V_{y,Ed,flpi} = -0,06$
	$A_{y,flpe} = 60,00$	$V_{y,Ed,flpe} = -0,08$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfl_i} + A_{pfl_e})$$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 114333,33$	23,38	$M_{y,Ed,pw} = 23,38$
	$I_{y,pfue} = 100880,00$	20,63	-
	$I_{y,pfui} = 56729,64$	11,60	-
	$I_{y,pfli} = 56729,64$	11,60	-
	$I_{y,pfle} = 100880,00$	20,63	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + 2 * I_{pfui} + 2 * I_{pfl_i} + I_{pfl_e})$$

Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue} = 4500,00$	$M_{z,Ed,pfue} = -1,01$
	$I_{z,pfui} = 4422,42$	$M_{z,Ed,pfui} = -0,99$
	$I_{z,pfli} = 4422,42$	$M_{z,Ed,pfli} = -0,99$
	$I_{z,pfle} = 4500,00$	$M_{z,Ed,pfle} = -1,01$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfui} + 2 * I_{z,pfli} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

ANNEXE C

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 390,8 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un } F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

$$F_{p,c} = 222,3 \text{ [kN]} \text{ Effort de compression dans le boulon } F_{p,c} = 0.7 * f_{ub} * A_s$$

$$F_{s,Rd} = 177,9 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au glissement } F_{s,Rd} = (k_s * m * \mu / \gamma_{M3}) * F_{p,c}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,61 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 207,17 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 340,20 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,61 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 426,77 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 700,80 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$$e_0 = 138 \text{ [mm]} \text{ Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons } e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$$

$$M_y = 41,4 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant réel } M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$$

$$F_{x,N} = 132,59 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x } F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$$

$$F_{z,Vz} = 10,93 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z } F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$$

$$F_{x,My} = 21,19 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x } F_{x,My} = |M_y| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{z,My} = 7,48 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z } F_{z,My} = |M_y| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 153,78 \text{ [kN]} \text{ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x } F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$$

ANNEXE C

cisaillement des boulons

$e_0 = 138$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$
$F_{z,Ed} = 18,4$ $= 0$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 154,88$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 207,17$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 340,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 153,78 < 207,17$	vérifié (0,74)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 18,40 < 340,20$	vérifié (0,05)
$F_{Ed} \leq F_{s,Rd}$	$154,88 < 177,91$	vérifié (0,87)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 390,86$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 222,39$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 * f_{ub} * A_s$
$F_{s,Rd} = 177,91$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd} = (k_s * m * \mu / \gamma_{M3}) * F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 493,48$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 493,48$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 539,08$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,66$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,66 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 460,46$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

ANNEXE C

$e_0 = 150$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r_1 - 1) \cdot p_1$
$M_z = 2,01$ [kN·m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pr} + V_{y,Ed,p} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 85,5$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pr} / n_b$
$F_{y,Vy} = 0,02$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vy sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pr} / n_b$
$F_{x,Mz} = 2,24$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 2,24$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 83,3$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 2,26$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Mz} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 83,3$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 493,48$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 460,46$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -83,30 < 493,48$	vérifié (0,17)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 2,26 < 460,46$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{s,Rd}$	$83,33 < 177,91$	vérifié (0,47)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 390,86$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 222,39$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd} = 177,91$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{bx} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 493,48$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{by} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1y} = 493,48$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{bx} = 0,77$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	vérifié

ANNEXE C

$F_{b,Rd2x} = 539,08$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,66$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,66 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 460,46$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 150$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r - 1) \cdot p_1$
$M_z = -2,01$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 112,4$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 0,02$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 2,24$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 2,24$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 110,1$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 2,26$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 110,1$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 493,4$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 460,4$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -110,16 < 493,48$	vérifié (0,22)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 2,26 < 460,46$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{s,Rd}$	$110,19 < 177,91$	vérifié (0,62)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		98,70	28,44	131,10 (*1)	2027,76 (*)	0,06	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		102,80	32,50	65,55 (*1)	1869,26 (*)	0,04	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd2}$

ANNEXE C

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		28,20	35,00	-0,14 (*)	893,61 (*)	0,00	vérifié

$$(*) V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd2}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		28,20	35,00	-0,14 (*)	893,61 (*)	0,00	vérifié

$$(*) V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd2}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

A_t = 102,86 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 67,50 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,59 < 0,85$$

W = 8977,10 [cm³] Facteur élastique de la section

W_{net} = 8977,10 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rdnet} = 2468,70 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |87,85| < 2468,70 \quad \text{vérifié}$$

$$(0,04)$$

A_v = 140,00 [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

A_{v,net} = 121,80 [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

V_{pl,Rd} = 2222,80 [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |131,10| < 2222,80 \quad \text{vérifié}$$

$$(0,06)$$

ÉCLISSE D'AME

A_t = 140,00 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 119,20 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,77 < 0,80$$

W = 1633,33 [cm³] Facteur élastique de la section

W_{net} = 1418,31 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rdnet} = 333,30 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |20,71| < 333,30 \quad \text{vérifié}$$

$$(0,06)$$

A_v = 140,00 [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

A_{v,net} = 119,20 [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

V_{pl,Rd} = 1899,48 [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |65,55| < 1899,48 \quad \text{vérifié}$$

$$(0,03)$$

ANNEXE C

PLATINE EXTERNE DROITE

$A_t = 60,00$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 49,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,74 < 0,80$

$W = 300,00$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $W_{net} = 243,45$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 57,21$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|-1,01| < 57,21$ **vérifié** (0,02)

$A_v = 60,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = h_p \cdot t_p$
 $A_{v,net} = 49,60$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 814,06$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
 $|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|-0,08| < 814,06$ **vérifié** (0,00)

PLATINE INTERNE DROITE

$A_t = 44,50$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 39,30$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,79 < 0,80$

$W = 294,83$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $W_{net} = 285,50$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 67,09$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|-0,99| < 67,09$ **vérifié** (0,01)

$A_v = 22,25$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = h_p \cdot t_p$
 $A_{v,net} = 11,85$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 160,78$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
 $|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|-0,06| < 160,78$ **vérifié** (0,00)

PLATINE INTERNE GAUCHE

$A_t = 44,50$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 39,30$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,79 < 0,80$

$W = 294,83$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $W_{net} = 285,50$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 67,09$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|-0,99| < 67,09$ **vérifié** (0,01)

$A_v = 22,25$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = h_p \cdot t_p$
 $A_{v,net} = 11,85$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 160,78$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
 $|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|-0,06| < 160,78$ **vérifié** (0,00)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t = 60,00$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 49,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,74 < 0,80$

$W = 300,00$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $W_{net} = 243,45$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 57,21$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

ANNEXE C

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -1,01 < 57,21$	vérifié	$(0,02)$
$A_v = 60,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 49,60$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 814,06$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,08 < 814,06$	vérifié	$(0,00)$

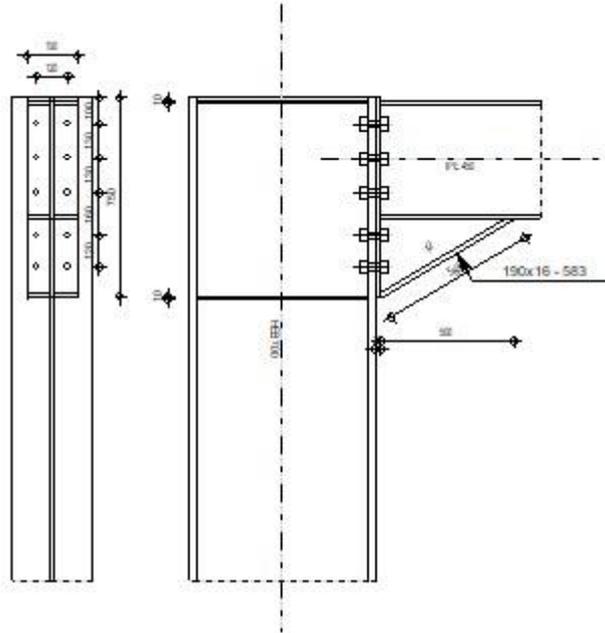
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio **0,87**

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,81



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 122
 Barres de la structure: 151, 522

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 700
 Barre N°: 151
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 700$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 32$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 306,38$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 256888,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 522
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre

ANNEXE C

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	15	[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
$A_b =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR	8.8		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	228,74	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	100	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	120	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	130;130;160;120	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	750	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	500	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	31,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	636	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	142	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	636	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	142	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

SOUURES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	15	[mm]	Soudure semelle

ANNEXE C

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_s =$	10	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	10	[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]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 21: $G+Q-1.5E_y (1+2+3) * 1.00+6*-1.50$

$M_{b1,Ed} =$	-410,03	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	242,17	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	116,14	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	103,02	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	-278,59	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	50,83	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-543,91	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	0,61	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	0,03	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-457,83	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	2717,57	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	86,85	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	1378,85	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,18 < 1,00	vérifié (0,18)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1701,92	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	468,0	[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

$W_{pl} =$	3058,94	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	841,21	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

ANNEXE C

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 841,21$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 733$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 1147,04$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -410,03$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 116,14$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 50,83$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,03$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 563$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = -960,48$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

$A_{vs} = 137,10$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 137,10$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 720$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 21,12$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 2,06$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 2,06$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 2023,45$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,47 < 1,00$	vérifié	(0,47)
----------------------------------	---------------	---------	--------

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 17$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 361$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 137,10$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,84$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 49,31$ [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)]
$A_s = 28,30$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 2189,68$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 582$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,91$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,86$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 6,53$	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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 1989,22$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

ANNEXE C

$F_{c,wc,Rd,upp} = 1989,22$ [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	30	-	90	-	120	188	230	188	230	214	173	173	173
2	30	-	90	-	140	188	232	188	232	280	140	140	140
3	30	-	90	-	145	188	232	188	232	290	145	145	145
4	30	-	90	-	130	188	232	188	232	260	130	130	130
5	30	-	90	-	130	188	232	188	232	224	181	181	181

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	44	-	35	-	120	276	221	221	221	258	172	172	172
2	44	-	35	-	140	276	220	220	220	280	140	140	140
3	44	-	35	-	145	276	220	220	220	290	145	145	145
4	44	-	35	-	130	276	220	220	220	260	130	130	130
5	44	-	35	-	130	276	220	220	220	268	175	175	175

- 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

$F_{t,Rd} = 228,74$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 439,72$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 2287,44$ [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 228,74$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 439,72$ [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

ANNEXE C

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega \text{ b}_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = \text{b}_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	356,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 457,49$	457,49	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 848,85$	848,85	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 356,89$	356,89	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 572,35$	572,35	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1576,81$	1576,81	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1989,22$	1989,22	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1147,04$	1147,04	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	265,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 457,49$	457,49	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 848,85$	848,85	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 355,70$	355,70	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 567,91$	567,91	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1576,81 - 356,89$	1219,92	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1989,22 - 356,89$	1632,32	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1147,04 - 356,89$	790,15	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 914,98 - 356,89$	558,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1339,88 - 356,89$	982,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 622,39 - 356,89$	265,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 805,39 - 356,89$	448,50	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	303,69	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 457,49$	457,49	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 848,85$	848,85	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 355,70$	355,70	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 567,91$	567,91	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1576,81 - 622,39$	954,42	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1989,22 - 622,39$	1366,83	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1147,04 - 622,39$	524,66	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 914,98 - 265,49$	649,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1235,82 - 265,49$	970,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1372,46 - 622,39$	750,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1798,63 - 622,39$	1176,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 603,89 - 265,49$	338,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 736,73 - 265,49$	471,23	Ame de la poutre - traction - groupe

ANNEXE C

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 926,08 - 622,39$	303,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1180,22 - 622,39$	557,83	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	220,97	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 457,49$	457,49	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 848,85$	848,85	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 355,70$	355,70	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 567,91$	567,91	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 1576,81 - 926,08$	650,74	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1989,22 - 926,08$	1063,14	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1147,04 - 926,08$	220,97	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 914,98 - 303,69$	611,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1198,25 - 303,69$	894,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1372,46 - 569,18$	803,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1673,36 - 569,18$	1104,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 926,08$	903,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2114,91 - 926,08$	1188,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 596,93 - 303,69$	293,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 710,88 - 303,69$	407,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 897,13 - 569,18$	327,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1072,78 - 569,18$	503,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1219,32 - 926,08$	293,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1516,27 - 926,08$	590,19	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 457,49$	457,49	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 848,85$	848,85	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 355,70$	355,70	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 567,91$	567,91	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ii,Rd} = 1576,81 - 1147,04$	429,77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1989,22 - 1147,04$	842,17	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1147,04 - 1147,04$	0,00	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 914,98 - 220,97$	694,01	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1330,64 - 220,97$	1109,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1372,46 - 524,66$	847,81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1791,49 - 524,66$	1266,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 790,15$	1039,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2130,54 - 790,15$	1340,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2287,44 - 1147,04$	1140,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2434,35 - 1147,04$	1287,30	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 617,71 - 220,97$	396,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 788,03 - 220,97$	567,06	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 921,40 - 524,66$	396,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1162,86 - 524,66$	638,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1221,60 - 790,15$	431,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1524,76 - 790,15$	734,60	Ame de la poutre - traction - groupe

ANNEXE C

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd}(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1543,79 - 1147,04$	396,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1968,25 - 1147,04$	821,20	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	623	356,89	457,49	848,85	356,89	572,35	457,49	879,44
2	503	265,49	457,49	848,85	355,70	567,91	457,49	879,44
3	343	303,69	457,49	848,85	355,70	567,91	457,49	879,44
4	213	220,97	457,49	848,85	355,70	567,91	457,49	879,44
5	83	-	457,49	848,85	355,70	567,91	457,49	879,44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 506,78 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,81 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,81)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,96 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 188,10 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 228,74 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 388,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 321,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	457,49	0,00	356,89	288,76	288,76	206,60
2	457,49	0,00	265,49	214,81	214,81	250,03
3	457,49	0,00	303,69	245,71	245,71	231,88
4	457,49	0,00	220,97	178,79	178,79	271,19
5	457,49	0,00	0,00	0,00	0,00	376,21

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1335,91 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

ANNEXE C

CONTROLE DU SYSTEME DE BOULONS POUR LE GLISSEMENT DU CONTACT PRECONTRAIN

$k_s =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$	[3.9.1]
$\mu =$	0,50	Coefficient de frottement	[3.9.1]
$F_{p,C} =$	222,39 [kN]	Résistance du boulon au glissement	[3.9.1]

$V_{sj,Rd} = k_s n_h n_v \mu F_{p,C} / \gamma_{M3}$			[3.9.1]
$V_{sj,Rd} =$	889,56 [kN]	Résistance de l'assemblage au glissement	[3.9]

$V_{b1,Ed} / V_{sj,Rd} \leq 1,0$	0,27 < 1,00	vérifié	(0,27)
----------------------------------	-------------	----------------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	221,01 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	88,98 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	132,03 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	111908,55 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	-97,01 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-93,51 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	18,34 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	194,01 < 381,18	vérifié	(0,51)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	189,70 < 381,18	vérifié	(0,50)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	97,01 < 291,60	vérifié	(0,33)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	5 [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	83 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7 [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	30,46	1419,80
1	623	3	191	15	2	11,79	734,05
2	503	3	154	12	2	8,12	408,43
3	343	3	160	12	2	5,69	194,95
4	213	2	143	11	2	3,25	69,06
5	83	3	200	15	2	1,61	13,30

$$K_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j K_{eff,j} h_j^2 / \sum_j K_{eff,j} h_j$$

$z_{eq} =$ 466 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

ANNEXE C

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$		
$k_{eq} = 7$ [mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} = 137,1$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta = 1,28$	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z = 466$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 = 9$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 170354,69$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,69$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 100997,85$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.		
$S_{j,rig} = 67485,80$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 4217,86$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$	RIGIDE	

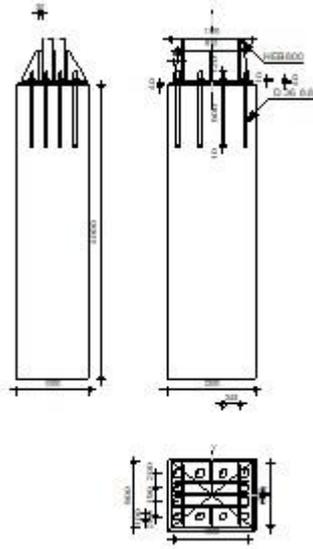
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,81

du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0,77**GENERAL**

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 59
 Barres de la structure: 88

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEB 800
 Barre N°: 88

$L_c =$	3,85	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	800	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	18	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	33	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	30	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	334,18	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	359084,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	1100	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	900	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	40	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANNEXE C

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8,8	Classe de tiges d'ancrage
f_{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	36 [mm]	Diamètre du boulon
A_s =	8,17 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	10,18 [cm ²]	Aire de la section du boulon
n_H =	4	Nombre de colonnes des boulons
n_V =	4	Nombre de rangées des boulons
Ecartement e_{Hi} =	310;300 [mm]	
Entraxe e_{Vi} =	190;200 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	120 [mm]
L_2 =	900 [mm]
L_3 =	0 [mm]

Plaque d'ancrage

l_p =	0 [mm]	Longueur
b_p =	0 [mm]	Largeur
t_p =	10 [mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E24	
f_y =	235,00 [MPa]	Résistance

Platine

l_{wd} =	100 [mm]	Longueur
b_{wd} =	100 [mm]	Largeur
t_{wd} =	10 [mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

l_s =	1000 [mm]	Longueur
w_s =	850 [mm]	Largeur
h_s =	400 [mm]	Hauteur
t_s =	30 [mm]	Epaisseur
d_1 =	40 [mm]	Grugeage
d_2 =	40 [mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	1200 [mm]	Longueur de la semelle
B =	1000 [mm]	Largeur de la semelle
H =	4000 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	Utilisateur	
f_{ck} =	352,50 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g =	40 [mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g}$ =	12,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

ANNEXE C

$t_g = 40$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $C_{i,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDES

$a_p = 25$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 25$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 18: $G+Q+1.5Ex (1+2+3) * 1.00+5*1.50$

$N_{j,Ed} = -6287,74$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -790,51$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -15,87$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = -30,62$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -12,75$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 172,48$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$
 $c = 27$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 87$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 354$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 307,59$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 2607,37$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 21045,44$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$
 $f_{jd} = 456,13$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 4073,64$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 1017,66$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 1496,19$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 185811,32$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 46418,47$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 68246,03$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 4,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]
 $W_{el,y} = 28343,92$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 7794,58$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 813$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 9582,95$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

ANNEXE C

$W_{el,z} = 12430,07$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{Vc,Rd,z} = 3388,96$ [kN*m]	Résistance réduite (cisaillement) de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.8.(5)]
$h_{f,z} = 464$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 7308,50$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 185811,32$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 9582,95$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 7308,50$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

$e_y = 5$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 407$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 455$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 92,22$ [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)	$0,33 < 1,00$	vérifié	(0,33)
---	---------------	---------	--------

$e_z = 2$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 232$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 295$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 29,38$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,43 < 1,00$	vérifié	(0,43)
---	---------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,77 < 1,00$	vérifié	(0,77)
--	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,3$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
----------------------	--	---------------

$\alpha_{b,y} = 1,0$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
----------------------	---	---------------

$k_{1,y} = 2,5$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
-----------------	--	---------------

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 1051,20$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
--------------------------------	---	-------------

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,8$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
----------------------	--	---------------

$\alpha_{b,z} = 0,8$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
----------------------	---	---------------

$k_{1,z} = 2,5$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
-----------------	--	---------------

ANNEXE C

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 876,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,28 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 10,18 \text{ [cm}^2] \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 179,15 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 3,78 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 78 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 80,74 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 210,23 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 194,65 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y} = 1227,3 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,47 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,84 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 225,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 730,1 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,94 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,98 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

ANNEXE C

$F_{v,Rd,c,z} = 313,10$ [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)]

$N_{c,Ed} = 6287,74$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 1886,32$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 2855,26$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,28 < 1,00$ **vérifié** (0,28)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 2855,26$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,28 < 1,00$ **vérifié** (0,28)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 25,04$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 394,43$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 162$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 36697,03$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 8,32$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 18,97$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 32,87$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 57,54$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,24 < 1,00$ **vérifié** (0,24)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 25,04$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 394,43$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 118$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 48466,67$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 4,02$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 16,65$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 32,87$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 57,07$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,24 < 1,00$ **vérifié** (0,24)

ANNEXE C

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 =$	113,24	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	838,83	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	116	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	48848,8	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	17,70	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	75,03	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	69,90	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	122,36	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) 0,52 < 1,00				vérifié (0,52)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	113,24	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	838,83	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	99	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	53498,2	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	12,50	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	72,17	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	69,90	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	121,72	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) 0,52 < 1,00				vérifié (0,52)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	12,77	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	12,77	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	-6,33	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	-0,11	[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) 0,05 < 1,00				vérifié (0,05)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,08 < 1,00				vérifié (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,07 < 1,00				vérifié (0,07)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	13,28	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	13,28	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	19,72	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	43,27	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,13 < 1,00				vérifié (0,13)

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)]
$\tau_{\parallel} =$	85,44	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]

ANNEXE C

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,43 < 1,00				vérifié (0,43)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	60,06	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	60,06	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	41,94	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	140,37	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,41 < 1,00				vérifié (0,41)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	60,06	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	60,06	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	41,94	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	140,37	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,41 < 1,00				vérifié (0,41)

SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	55,78	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	55,78	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	13,81	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	114,09	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,33 < 1,00				vérifié (0,33)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	55,78	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	55,78	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	17,54	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	115,62	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,34 < 1,00				vérifié (0,34)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	48,42	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	48,42	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	50,85	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	130,90	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,38 < 1,00				vérifié (0,38)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	48,42	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	48,42	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	52,94	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	133,36	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,39 < 1,00				vérifié (0,39)

ANNEXE C

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 87$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 354$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$K_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$K_{13,y} = 138$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 276$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 52$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$K_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff}^3 / (m^3)$$

$K_{15,y} = 54$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 396$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$K_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$K_{16,y} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,14$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 9555525,10$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 5875920,00$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$K_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$$

$K_{13,z} = 303$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 666$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 118$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$K_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff}^3 / (m^3)$$

$K_{15,z} = 11$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 396$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$K_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$K_{16,z} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 0,66$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 6849335,75$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 243878,73$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,77

ANNEXE C

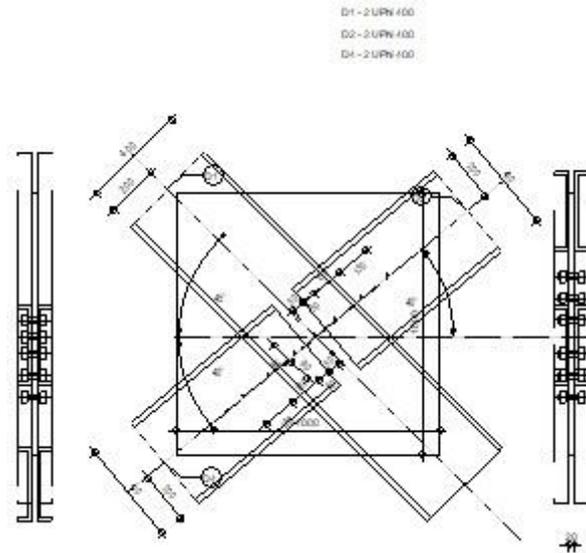
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio
0,79



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
Noeud de la structure: 529
Barres de la structure: 490, 121, 490, 491,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1-3	Barre 2	Barre 4	
Barre N°:	490	121	491	
Profilé:	2 UPN 400	2 UPN 400	2 UPN 400	
h	400	400	400	mm
b_f	110	110	110	mm
t_w	14	14	14	mm
t_f	18	18	18	mm
r	18	18	18	mm
A	183,00	183,00	183,00	cm ²
Matériau:	ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28	
f_y	275,00	275,00	275,00	MPa
f_u	405,00	405,00	405,00	MPa
Angle	α	45,0	40,0	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	m

BOULONS

Barre 1-3

ANNEXE C

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	22 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	24 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	3,80 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	90;90 [mm]	
e ₂ =	200 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	22 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	24 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	3,80 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	130;130 [mm]	
e ₁ =	50 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	200 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	50 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	22 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	24 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	3,80 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	130;130 [mm]	
e ₁ =	50 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	200 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	50 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l _p =	1000 [mm]	Longueur de la platine
h _p =	1000 [mm]	Hauteur de la platine
t _p =	20 [mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	0 [mm]	Grugeage
v ₁ =	0 [mm]	Grugeage
h ₂ =	0 [mm]	Grugeage
v ₂ =	0 [mm]	Grugeage
h ₃ =	0 [mm]	Grugeage
v ₃ =	0 [mm]	Grugeage

ANNEXE C

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres $(-30 ; 50)$

$e_v = 450$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 530$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
Matériau: ACIER E28
 $f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 18: $G+Q+1.5Ex (1+2+3) * 1.00+5*1.50$

$N_{b1,Ed} = -721,39$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -673,71$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -741,81$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -694,15$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1-3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 291,94$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,56$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 277,2$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 498,96$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

ANNEXE C

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 356,4$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 356,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 6,80$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 6,80$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 6,80$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 277,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 356,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 6,80 < 277,20$	vérifié (0,02)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 356,40$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$6,80 < 291,94$	vérifié (0,02)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 91,50$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 88,14$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{u,Rd} = 2570,16$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 2516,25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{t,Rd}$	$ 10,21 < 2570,16$	vérifié (0,00)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 10,21 < 2516,25$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 26,32$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 22,40$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{eff,Rd} = 782,03$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{eff,Rd}$	$ 10,21 < 782,03$	vérifié (0,01)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

ANNEXE C

$F_{v,Rd} = 291,94$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,69 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,69 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 346,5 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 498,96 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 356,4 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 356,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$F_{NSd} = 224,57 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$$

$$F_{x,Ed} = 224,57 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = 224,57 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 346,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 356,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-224,57| < 346,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,65)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |0,00| < 356,40 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 224,57 < 291,94 \quad \text{vérifié} \quad (0,77)$$

ANNEXE C

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 91,50$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 88,14$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{u,Rd} = 2570,16$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 2516,25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{t,Rd}$		$ -336,86 < 2570,16$ vérifié (0,13)
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -336,86 < 2516,25$ vérifié (0,13)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 26,32$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 35,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{eff,Rd} = 982,08$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{eff,Rd}$		$ -336,86 < 982,08$ vérifié (0,34)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 291,94$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$ vérifié
$\alpha_{bx} = 0,69$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,69 > 0,00$ vérifié
$F_{b,Rd1x} = 346,5$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2,50 > 0,00$ vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$1,00 > 0,00$ vérifié
$F_{b,Rd1z} = 498,96$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$ vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$1,00 > 0,00$ vérifié
$F_{b,Rd2x} = 356,4$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2,50 > 0,00$ vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$1,00 > 0,00$ vérifié
$F_{b,Rd2z} = 356,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ANNEXE C

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

F_{NSd}	=	231,38	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{x,Ed}$	=	231,38	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed}$	=	0,00	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
F_{Ed}	=	231,38	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
F_{Rdx}	=	346,50	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz}	=	356,40	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$				$ -231,38 < 346,50$	vérifié (0,67)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$				$ 0,00 < 356,40$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$				$231,38 < 291,94$	vérifié (0,79)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

A	=	91,50	[cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
A_{net}	=	88,14	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{u,Rd}$	=	2570,16	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd}$	=	2516,25	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{t,Rd}$				$ -347,07 < 2570,16$	vérifié (0,14)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$				$ -347,07 < 2516,25$	vérifié (0,14)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

A_{nt}	=	26,32	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
A_{nv}	=	35,00	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{eff,Rd}$	=	982,08	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq V_{eff,Rd}$				$ -347,07 < 982,08$	vérifié (0,35)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,79

