



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التربية والتعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
جامعة - سعد دحلب - كلية البليدة للتكنولوجيا
UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- Blida
FACULTE DE TECHNOLOGIE
قسم الهندسة المدنية
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

SPECILAITE : CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET MIXTES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

ETUDE D'UN PARKING EN R+6 EN
CHARPENTE METALLIQUE

Présenté par :
Mr CHACHOU AHMED RAMZI

Encadré par :
Mr FERDJANI OMAR

Membres du Jury

-Mr SLITANE M.

-Mr AZZAZ A.

2019/2020

Remerciements

Je tiens à remercier tout particulièrement Monsieur FERDJANI Omar, pour son soutien de tous les jours et ses enrichissantes suggestions, la clarté de ses précieux conseils ont été pour moi des référents indispensables. Ses avis éclairés et compétents m'ont aidé du début à la fin de ce travail.

Ma gratitude s'adresse également à tous les enseignants qui m'ont aidé durant tout le cursus universitaire

Mes remerciements s'adressent à toute l'équipe pédagogique du département de Génie Civil de l'université Saad Dahleb de Blida.

Dédicaces

Au nom de dieu le tout puissant qui m'a donné le courage et la force pour finir ce modeste travail.

A ma mère pour tout ce qu'elle a fait pour moi et pour tout le soutien qu'elle m'a apporté.

A mon père modèle de labeur, qui m'a permis d'atteindre ce niveau d'instruction, j'espère te rendre fier.

A mes sœurs Yasmine et Amina pour leur aide tout au long de la préparation de ma thèse.

A WAFA qui m'a toujours encouragé et aidé à avancer dans mon projet ainsi que pour tout le soutien moral qu'elle m'a apporté.

A la mémoire de mes deux grands-pères qu'ils reposent en paix.

A mima pour sa douceur et ses duaas.

A Mourad Oubaiche pour son aide précieuse tout au long de mon projet.

A tous mes amis et en particulier Nazime, Anas, Anis et Sofiane.

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Résumé

Ce projet consiste à faire l'étude d'un parking à ossature métallique, situé à la wilaya d'Alger (Les Tagarins). Ce parking d'une capacité de 965 places environ, est destiné à accueillir sur 7 niveaux des véhicules légers de clients particuliers, ainsi que des minibus au RDC.

Ce projet est réalisé en plusieurs étapes, on a tout d'abord commencé par effectuer la descente des charges pour l'étude initiale des éléments porteurs, on a ensuite procédé par une étude du vent et de la neige selon le règlement RNV2013, par la suite on a fait une étude sismique en suivant le règlement RPA 99 (version 2003), cette dernière a été suivie par une étude thermique et une vérification des éléments, enfin nous avons terminé par le calcul des différents assemblages nécessaires ainsi que des fondations.

Abstract

This project consists in the study of a metal frame parking lot, located in the wilaya of Algiers (Les Tagarins). This parking lot with a capacity of approximately 965 places, is intended to accommodate on 7 levels light vehicles of private customers, as well as minibuses on the ground floor.

This project is carried out in several stages, first of all we started by carrying out the dropping of the loads for the initial study of the load-bearing elements, we then proceeded by a study of the wind and snow according to the RNV2013 regulation, then we made a seismic study following the RPA 99 regulation (2003 version), this last one was followed by a thermal study and a check of the elements, finally we ended by the calculation of the various necessary assemblies as well as the foundations.

ملخص

يتمثل هذا المشروع في دراسة موقف سيارات بهيكل معدني يقع في ولاية (الجزائر) طاقارا. يتسع موقف السيارات هذا لما يقرب من 965 مكاناً، وهو مخصص لاستيعاب المركبات الخفيفة للعملاء الخاصين على 7 مستويات، بالإضافة إلى الحافلات الصغيرة في الطابق الأرضي تم تنفيذ هذا المشروع على عدة مراحل، بدأنا أولاً بالأحمال للدراسة الأولية ثم اجرينا دراسة زلزالية باتباع لائحة RPA2003 للعناصر الحاملة، ثم انتقلنا بعد ذلك لدراسة الرياح والثلج وفقاً لها كذلك، أعقب ذلك دراسة حرارية والتحقق من العناصر، وأخيراً انتهينا من حساب التجميعات الضرورية المختلفة وكذلك الأساسات

Table des Matières

Introduction Générale Chapitre I : Généralités

I-1 Présentation de l'ouvrage	1
I-2 Caractéristiques Géométriques	2
I-3 Régularité de la structure.....	2
I-3-1 Régularité en plan	2
I-3-2 Régularité en élévation.....	2
I-4 Caractéristiques structurales.....	2
I-4-1 Ossatures de la structure.....	2
I-5 Matériaux utilisés.....	4
I-5-1 L'acier	4
I-5-2 Le béton	6
I-6 Les règlements utilisés	6
I-7 Les actions	7
I-8 Les combinaisons d'actions	7
I-8-1 Situations durables	7
I-8-2 Situations accidentelles	8
I-9 Limites des flèches et des déplacements	8
I-9-1 Flèches verticales.....	8
I-10 Données concernant le sol	8

Chapitre II : Etude climatique

II-1 Action de la neige	9
II-1-1 Introduction.....	9
II-1-2 Calcul des charges de la neige sur toiture	9
II-2 Action du vent	10
II-2-1 Introduction	10
II-2-2 Coefficients de calculs	11
II-2-3 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	12
II-2-4 Détermination des coefficients de pression	13

Chapitre III : Pré dimensionnement

III-1 Evaluation des charges	23
III-1-1 Charges permanentes	23
III-1-2 Charges d'exploitation	24
III-2 Le pré-dimensionnement	24
III-2-1 Pré-dimensionnement des éléments principaux	24
III-2-1-1 Les solives	24
III-2-1-2 Les poutres principales	27
III-2-1-3 Pré dimensionnement des poteaux	30

Chapitre IV : Etude dynamique

IV-1 Introduction	40
IV-2 Analyse du spectre de réponse modale	41

IV-3 Calcul du cisaillement de base en utilisant la méthode de la force latérale statique équivalente	42
IV-4 Modèle initial	45
IV-4-1 Analyse modale	46
IV-4-2 Analyse sismique	47
IV-4-2-1 Contrôle du cisaillement de base	47
IV-4-2-2 Vérification inter-étage.....	47
IV-5 Modèle final	50
IV-5-1 Analyse modale	51
IV-5-2 Analyse sismique	52
IV-5-2-1 Contrôle du cisaillement de la base	52
IV-5-2-2 Vérification du déplacement inter-étage	52

Chapitre V : Etude thermique

V-1 Introduction	55
V-2 Effet de la température.....	55
V-2-1 Coefficient de dilatation	55
V-2-2 Contrainte thermique	55
V-2-3 Convention de signe	56
V-3 Méthode de calcul	56
V-4 Résultats de calcul	57
V-5 Conclusion	57

Chapitre VI : Vérification des éléments

VI-1 Introduction	59
VI-2 Vérification des poteaux	59
VI-3 Vérification des poutres principales	63
VI-4 Vérification des poutres secondaires	64
VI-5 Vérification des contreventements	65

Chapitre VII : Calcul des assemblages

VII-1 Introduction	68
VII-2 Généralités	68
VII-2-1 Modes d'assemblages	68
VII-2-1-1 Le boulonnage	68
VII-2-1-2 Le soudage	70
VII-2-2 Fonctionnement des assemblages	70
VII-3-a Assemblage poutre principale – solive	71
VII-3-a-1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques	71
VII-3-a-2 Dimensionnement de l'assemblage	71
VII-3-b Assemblage poteau – poutre principale	73
VII-3-c Assemblage poteau HEB700 – poteau HEB 700	74
VII-3-d Assemblage poutre principale – poutre principale	75
VII-3-e Assemblage pied de poteau	76
VII-3-f Assemblage gousset-contreventements	77

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-1 Introduction	79
VIII-2 Combinaisons de calcul	79

VIII-3 Choix du type de fondations	79
VIII-4 Vérifications des semelles isolées	80
VIII-5 Vérification des semelles filantes	81
VIII-5-1 Calcul de la surface de la semelle filante	81
VIII-5-2 Vérification en tenant compte du poids de la semelle	82
VIII-5-3 Vérification de la contrainte	83
VIII-6 Etude du radier général	83
VIII-6-1 Pré-dimensionnement	83
VIII-6-2 Les vérifications	85
VIII-6-3 Ferrailage du radier	87
VIII-7 Etude des nervures	89
VIII-7-1 Définition des charges qui reviennent sur les nervures	89
Conclusion générale	93

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Calcul des pressions dynamiques.....	13
Tableau II.2 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens V1.	14
Tableau II.3 : valeurs des pressions q_j pour le RDC, le 1 ^{er} étage et le 2 ^{ème} étage dans le sens V1.	16
Tableau II.4 : valeurs des pressions q_j pour le 3 ^{ème} étage dans le sens V1.....	16
Tableau II.5 : valeurs des pressions q_j pour le 4 ^{ème} étage dans le sens V1.....	17
Tableau II.6 : valeurs des pressions q_j pour le 5 ^{ème} étage dans le sens V1.....	17
Tableau II.7 : valeurs des pressions q_j pour le 6 ^{ème} étage dans le sens V1.	17
Tableau II.8 : les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens V2.	18
Tableau II.9 : valeurs des pressions q_j pour le RDC, le 1 ^{er} étage et le 2 ^{ème} étage dans le sens V2.	19
Tableau II.10 : valeurs des pressions q_j pour le 3 ^{ème} étage dans le sens V2.....	20
Tableau III.1 : Dégression des surcharges.....	30
Tableau III.2 : La descente des charges pour le poteau.....	31
Tableau III.3 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	31
Tableau IV.1 : Tableau 4.4 de l’RPA2003	44
Tableau IV.2 : Résultats dynamiques du modèle initial.....	46
Tableau IV.3 : Vérification du cisaillement de la base du modèle initial.	47
Tableau IV.4 : Vérification du déplacement inter-étages pour le Bloc A du modèle initial.....	48
Tableau IV.5 : Vérification du déplacement inter-étages pour le Bloc B du modèle initial.....	49
Tableau IV.6 : Résultats dynamiques du modèle final.....	51
Tableau IV.7 : vérification du cisaillement de la base du modèle final.	52
Tableau IV.8 : Vérification du déplacement inter-étages pour le Bloc B du modèle final.....	52
Tableau IV.9 : Vérification du déplacement inter-étages pour le Bloc B du modèle final.....	53
Tableau VI.1 : rigidité des éléments.....	60
Tableau VI.2 : Vérification des conditions de flambement des poteaux.	63
Tableau VI.3 : Profilés finals des poteaux.	63
Tableau VI.4 : Caractéristiques d’HEA 650.....	63
Tableau VI.5 : Vérification de la poutre principale.	64
Tableau VI.6 : Vérification des solives.....	64
Tableau VI.8 : Effort à la compression de 2UPN300.	66
Tableau VII.1 : Valeurs de la limite d’élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons.	69
Tableau VIII.1 : Section d’armature du radier.....	88
Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l’ELS	88
Tableau VIII.3 : Section d’armature des nervures.....	91
Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes à l’ELS ;.....	91

Liste des figures

Figure I.1 : Schéma de situation du Parking.....	1
Figure I.2 : Composition du plancher mixte collaborant.	3
Figure I.3 : Exemple d'un parking aérien multi étage	4
Figure II.1 : Directions du vent.	10
Figure II.2 : légende pour les parois verticales dans le sens V1.....	14
Figure III.3 : Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens V1.....	15
Figure II.4 : légende pour les parois verticales dans le sens V2.....	18
Figure II.5 : Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens V2.....	18
Figure III.1 : Composition du plancher.....	23
Figure III.2 Schéma statique de la solive.....	24
Figure III.3 : Schéma du poteau pour les étages 4,5 et 6.....	32
Figure III.4 : Schéma statique du poteau pour les étages 1,2 et 3.....	34
Figure III.5 : Schéma statique du poteau du RDC.	36
Figure IV.1 : Effets du tremblement de terre au Japon Tohoku 2011 sur les structures métalliques... ..	40
Figure IV.2 : Effets du tremblement de terre au Japon Tohoku 2011 sur les structures métalliques... ..	40
Figure IV.3 : Représentation graphique du spectre de réponse.....	42
Figure IV.4 : Vue 1 sur la 3D modèle initial de la structure sur ETABS.	45
Figure IV.5 : Vue 2 sur la 3D modèle initial de la structure sur ETABS.	45
Figure IV.6 : Schéma des trois premiers modes de vibration du modèle initial.	46
Figure IV.7 : Coupe montrant la différence de niveau dans la structure étudiée.	48
Figure IV.8 : Vue 1 de la 3D Modèle final de la structure sur ETABS.	50
Figure IV.9 : Vue 2 de la 3D Modèle final de la structure sur ETABS.	50
Figure IV.10 : Schéma des trois premiers modes de vibration du modèle final.....	51
Figure VI.1 : Poutre principale 16m.	63
Figure VIII.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	80
Figure VIII.2 : Schéma d'une semelle filante.....	81
Figure VIII.3 : Schéma dimension du radier	83
Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage du radier.....	89
Figure VIII.5 : Schéma statique de la nervure selon X-X	90
Figure VIII.6 : Schéma statique de la nervure selon Y-Y.....	91
Figure VIII.7 : Schéma ferrailage des nervures.....	92

Introduction générale

Introduction générale

Notre projet s'agit d'un parking largement ventilé à multiples étages, Depuis ces vingt dernières années, ce type de structure a fait dans les pays industrialisés l'objet d'un ajustement de la réglementation, ce qui a facilité leur adoption.

L'excellente ventilation représente la principale caractéristique de ce type de structure, ce qui permet d'évacuer d'une façon plus facile la fumée générée par les incendies.

Les méthodes de calcul au feu ont donc été développées et surtout unifiées.

Les expériences faites et les essais ont démontrés qu'une construction avec structure en acier non protégée liée à une dalle en béton présente une parfaite résistance à un incendie, ce qui répond aux normes et exigences de la réglementation.

Les parkings aériens en structure métallique assurent :

- **La sécurité** : assurée par la conception et l'aménagement.
- **L'espace** : les longues portées qu'assurent les poutres aide à réduire le nombre de poteaux ce qui donne plus de bien être aux utilisateurs du bâtiment.
- **L'aspect économique et délai** : les éléments constructifs sont préfabriqués, ce qui aide à réduire considérablement le cout ainsi que le délai de réalisation.

Toute construction doit impérativement résister aux multiples efforts et sollicitations qui lui sont appliqué.

Dans le cas de la structure métallique les poteaux (éléments verticaux) et poutres (éléments horizontaux) sont assemblés par boulonnage.

Les forces horizontales dues principalement à la poussée du vent mais aussi aux forces sismiques sont transmis horizontalement par le biais du plancher au contreventement verticaux.

Afin d'établir l'étude de ce projet nous avons suivi les étapes suivantes :

- La présentation du projet.
- Détermination des charges et surcharges.
- Etude neige et vent.
- Pré-dimensionnement des éléments résistants.
- Etude dynamique et sismique.
- Etude thermique.
- Vérification des éléments structuraux.
- Calcul des assemblages.
- Etude de l'infrastructure.
- Et pour finir, la conclusion générale.

Chapitre 1 : généralité

I-1 Présentation de l'ouvrage

Nous allons à travers cette thèse, faire l'étude d'un parking aérien à multiples étages. Le projet se situe au Tagarins dans la wilaya d'Alger, cette dernière est une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement (RPA99 V2003). Il s'agit d'un bâtiment composé d'un Rez de chaussée ainsi que de six (6) autres niveaux supérieurs et de quatre (4) rampes destinées à l'accès des véhicules et de trois (3) cages d'escaliers destinées aux piétons.

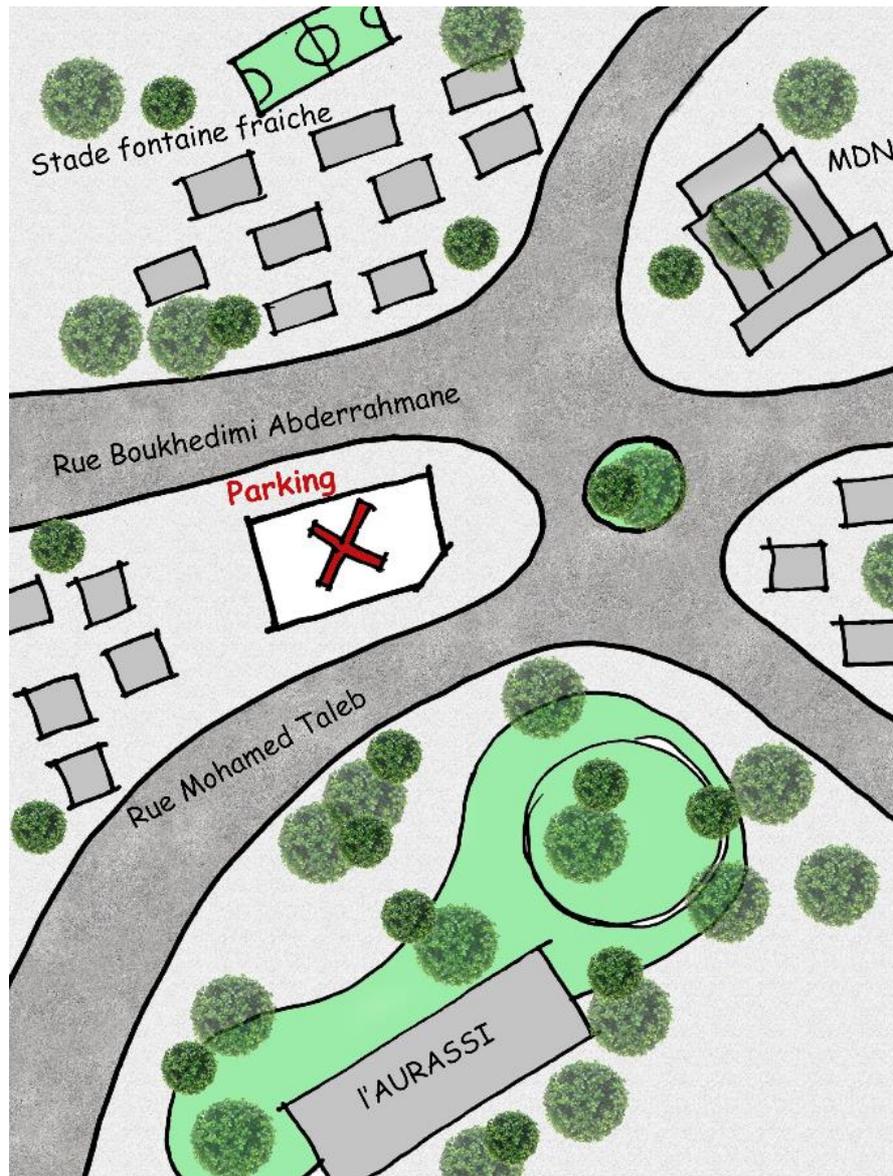


Figure I.1 : Schéma de situation du Parking.

I-2 Caractéristiques Géométriques

- Longueur totale du bâtiment :65.00 m.
- Largeur totale du bâtiment :48.00 m.
- Hauteur totale du bâtiment :21.70m.
- Hauteur de l'étage courant :2.80m.
- Hauteur du rez-de-chaussée :3.40 m.
- Hauteur du garde-corps : 1.00 m.

I-3 Régularité de la structure

Selon le RPA, version 2003 (article 3.5.1), chaque bâtiment doit être classé selon sa Configuration en plan et en élévation en régulier ou non.

I-3-1 Régularité en plan

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.a du RPA 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière en plan.

I-3-2 Régularité en élévation

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.b du RPA 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière en élévation.

I-3-3 Conclusion

Selon les deux articles précédents, le bâtiment est classé régulier dans les deux directions de calcul.

I-4 Caractéristiques Structurales

I-4-1 Ossatures de la structure

L'ossature de la structure est constituée de portiques métalliques auto-stables qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

a- Plancher :

Nous avons choisi des planchers mixtes à dalle collaborante dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

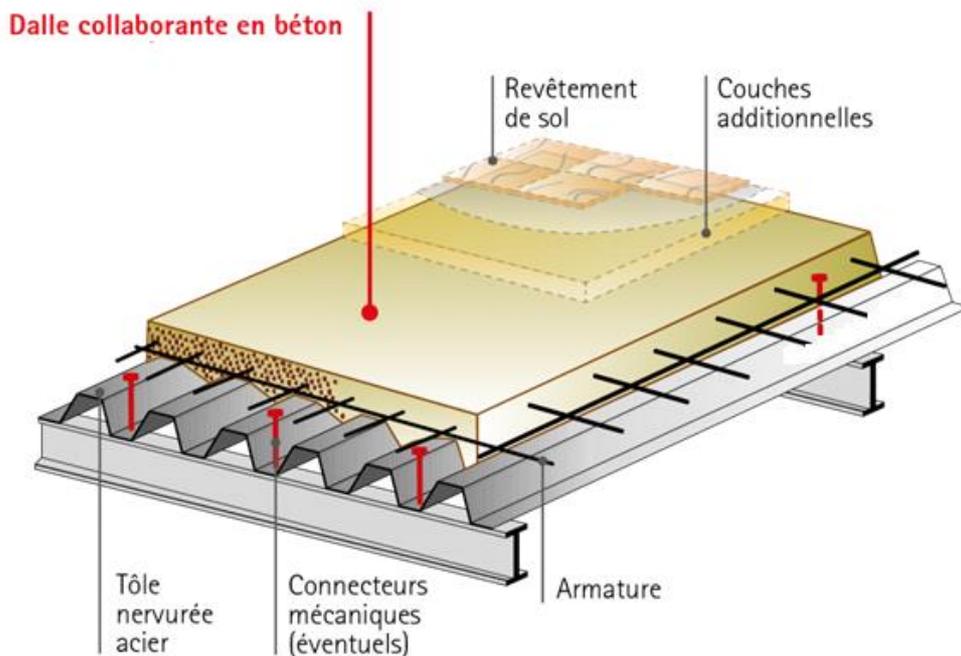


Figure 1.2 : Composition du plancher mixte collaborant.

Un plancher mixte est un élément structural qui a de nombreux avantages, les principaux sont :

- Gain sur le poids total de la structure.
- Rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles).
- Amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leurs semelles sont enrobées de béton ou se trouvent dans l'épaisseur de la dalle.
- Réduction de la hauteur du plancher structural et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.

Le bac d'acier (tôle profilé) est de type HIBOND55, Cet élément 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.

La dalle en béton armé a une épaisseur de 16 cm

Des goujons connecteur assurent la liaison entre la dalle et le bac en acier collaborant.

b- L'escalier :

Considérés comme des structures accessoires, les escaliers permettent d'accéder aux différents niveaux du bâtiment.

Dans notre cas le projet est composé de trois escaliers droits à deux volées comportant un palier de repos.

C- Les rampes :

Notre projet est composé de quatre rampes reliant chaque demi étage de la structure, leurs pentes d'inclinaison est inférieur à 15 %.

D- les façades :

Le projet que nous avons étudié est un parking aérien, sa façade est ventilée à 50%



Figure 1.3 : Exemple d'un parking aérien multi-étages.

E- Les contreventements :

Ces derniers sont conçus principalement pour reprendre l'effort du vent et du séisme dans la structure et les transmettre ainsi au sol.

Nous utilisons des palées triangulées en X disposées principalement en façade afin d'assurer la stabilité.

F- Conception du système de fondation :

Nous avons opté pour un radier général en fondation

I-5 Matériaux utilisés :

I-5-1 L'acier :

Ce matériau est composé principalement de fer mais aussi d'un faible taux de carbone, ce taux ne dépasse généralement pas les 1%

Il est possible que l'acier soit composé d'autres éléments soit d'une façon :

- Volontaire: Nous citons le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. Ayant pour objectif l'amélioration des caractéristiques mécaniques (La

dureté, la résistance, la limite d'élasticité, la ductilité, la résilience, la soudabilité et la corrosion), l'acier est appelé dans ce cas : Acier allié.

- Involontaire : Nous retrouvons dans ce cas le phosphore et le soufre, ces derniers sont considérés comme impuretés et peuvent altérer les propriétés de l'acier.

A - Propriétés de l'acier :

▪ La résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont déjà fixées par l'Eurocode 03 et le CCM 97.

Dans notre cas la nuance primaire choisie était la S235, cette dernière a été modifiée lors de la vérification et devient donc la S275

▪ La ductilité :

Pour une bonne ductilité, l'acier doit avoir les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{F_u}{F_y} > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à vingt fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \times \epsilon_y$)
- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieur à 15%

▪ Coefficient de calcul de l'acier :

Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \simeq 0,4 \times E$.
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par C°.
- Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises) :

$$\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0,58 \times f_y$$

I-5-2 Le béton

Il s'agit d'un matériau de construction qui reconstitue artificiellement la roche, il est composé de sable, de granulats, de ciment et d'eau, des adjuvants peuvent lui être ajoutés afin de modifier sa propriété primaire

Le béton est d'une excellente résistance à la compression, environ 450 daN/cm² tandis qu'il l'est 10 fois moins en traction ou encore en cisaillement.

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg} / \text{m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour un béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction à 28 jours : $F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-3} / \text{C}$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$

I-6 Les règlements utilisés :

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- CCM 97 D.T.R.-B.C.-2.44.
- RPA99 version 2003 D.T.R.-B.C.-2.48.
- RNV99 D.T.R.-C2-4.7.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (D.T.R.-B ; C2-2).
- BAEL91 – CBA93.
- Eurocode 3.
- Eurocode 1.
- Eurocode 4.

I-7 Les actions

C'est l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis, elles sont classées en catégories en fonction de leurs fréquences d'apparitions.

- Des charges permanentes G_i .
- Des charges d'exploitation Q_i .
- Des charges climatiques W et S.
- Des charges accidentelles E_i .

I-8 Les combinaisons d'action

Selon le document « CCM97 – article 2.3.2.2 » :

I-8-1 Situations durables :

a – ELU :

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

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum Y_{Gj} \cdot G_{Kj} + 1,5 \cdot Q_{k,max}$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum Y_{Gj} \cdot G_{Kj} + 1,35 \cdot \sum Q_{Ki}$$

Avec :

G_{Ki} : Valeur caractéristique des actions permanentes.

Q_{Ki} : Valeur caractéristique des actions variables.

$Y_{Gj} = 1,35 \rightarrow$ Si l'action agit défavorablement.

$Y_{Gj} = 1 \rightarrow$ Si l'action agit favorablement.

b – ELS :

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

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum G_{Kj} + Q_{k,max}$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum G_{Kj} + 0,9 \cdot \sum Q_{Ki}$$

I-8-2 Situations accidentelles :

Selon le RPA99 version 2003 article 5.2, les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 E$$

$$0,8 G \pm E$$

I-9 Limite des flèches et des déplacements :

I-9-1 Flèche verticale :

Tous les planchers de notre structure sont accessibles.

$$\delta_{v \max} = L/250 \quad \text{Pour tous les planchers de la structure.}$$

$$\delta_{v \max} = L/200 \quad \text{Pour les toitures isolées.}$$

I-10 Données concernant le sol :

Le sol sur lequel reposera la construction est de nature ferme (catégorie S_2), avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 0,2$ MP selon le RPA 99 version 2003.

Chapitre 2 : étude climatique

II-1 ACTION DE LA NEIGE

II-1-1 INTRODUCTION

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

Pour évaluer cette charge le règlement RNV2013 à été utilisé, qui est applicable à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Le projet se trouve à une altitude d'environ de 213m par rapport au niveau de la mer

II-1-2 CALCUL DES CHARGES DE LA NEIGE (sur toiture)

D'après le DTR, la charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k$$

Tel que :

- S_k est la charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude de la zone de neige, dans notre cas, WILAYA d'Alger (16) alors la zone de neige est la **zone B**

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

Avec H ; l'altitude.

$$H = 213 \text{ m}$$

On aura :

$$S_k = \frac{0.04 \times 213 + 10}{100}$$

$$S_k = 0.185 \text{ kN/m}^2$$

- μ ; coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture ; on a une toiture avec $\alpha = 0$

$$\text{D'où } \mu = 0.8$$

On trouve :

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.185$$

$$S = 0.148 \text{ kN/m}^2$$

II-2 Actions du vent

II-2-1 introduction

La stabilité de l'ouvrage est fortement influencée par l'effet du vent sur une construction et surtout lorsqu'il s'agit d'une construction métallique. Pour cela, une étude approfondie doit être menée afin de déterminer les différentes actions dues au vent, en utilisant le RNV version 2013.

Le règlement s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Dans notre cas, la structure est d'une hauteur de 20,2 m

Les ouvrages doivent impérativement résister aux actions verticales et horizontales tel que le vent, le but est de calculer la pression de ce dernier sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer ses efforts à chaque niveau.

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction, il correspond en fait à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure, en général dans les constructions métalliques, son effet est prépondérant, on procède donc par l'élaboration d'une étude approfondie afin de la déterminer les différentes actions et ceci dans toutes les directions possibles, dont le calcul est mené conformément au règlement RNV 2013.

Pour le cas d'une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions, à savoir :

- Vent perpendiculaire à la façade principale → Direction du vent V_1
- Vent parallèle à la façade principale → Direction du vent V_2

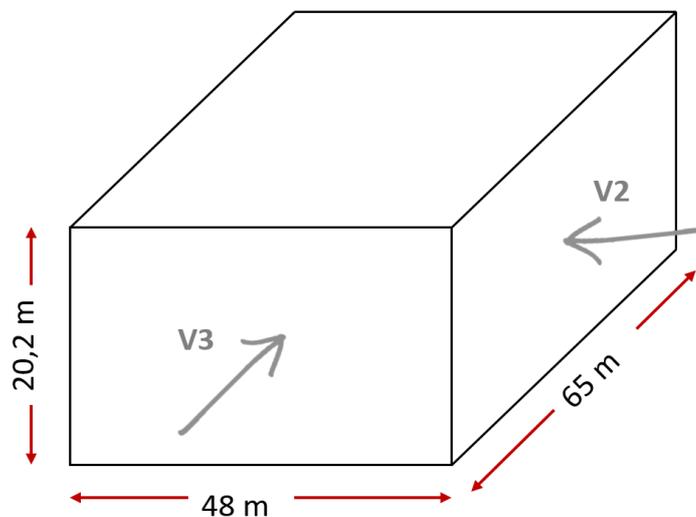


Figure II.2 : Directions du vent.

II-2-2 Coefficients de calculs :

A. Effet de la région $q_{réf}$

$q_{réf}$ en (N/m²) est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 (Chapitre. II RNV2013) , il est en fonction de la zone du vent.

Notre structure est implantée dans la wilaya d'Alger ce qui correspond donc à ZONE I

La pression de référence est de : $q_{réf} = 375N/m^2$

B. Effet du site (K_T ; z_0 ; z_{min} ; ϵ)

Selon le règlement les terrains sont classés en 4 catégories définies dans le [Tableau 2.4 Chapitre. II du RNV 2013]

Notre projet sera construit sur une zone suburbaine donc elle appartient à la catégorie III.

D'où :

- Le facteur du terrain $K_T = 0.234$
- Le paramètre de rugosité $z_0 = 1$
- La hauteur minimale $z_{min} = 10$
- Le coefficient $\epsilon = 0.67$

C. Coefficient topographique C_t

Le coefficient de topographie $C_t (Z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines et les dénivellations

Les types de site et les valeurs de $C_t (Z)$ sont donnés dans le [Tableau 2.5 Chapitre II. RNV 2013]

On prend un site plat, d'où le coefficient topographique est : $C_t = 1$

D. Calcul du coefficient dynamique C_d

En fonction des dimensions du projet et du sens du vent, la valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par la figure [3.2 du Chapitre. III Du RNV 2013]

Notre projet a une hauteur qui avoisine les 20,2 m et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

- Vent perpendiculaire à la façade principale : Sens V_1 { $b = 48$ m
 $h = 20,2$ m

$$C_d = 0,93$$

- Vent parallèle à la façade principale : Sens V_2

$\left\{ \begin{array}{l} b = 65 \text{ m} \\ h = 20,2 \text{ m} \end{array} \right.$

$C_d = 0,91$

Avec :

- b (en m) = La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction
- h (en m) = La Hauteur totale de la construction

La structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent [$C_d < 1,2$ [Chapitre I paragraphe 3.2 RNV 2013]]

II-2-3 Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique de point est donnée par :

$$q_{dyn}(ze) = q_{réf} \times C_e(ze) [N/m^2] \quad \text{[Formule 2.1 Chap. II RNV 2013]}$$

$C_e(ze)$ est le coefficient d'exposition au vent qui tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site, de la hauteur au-dessus du sol et de la nature turbulente du vent, il est donné par la formule (2.2)

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad \text{[Formule 2.2 Chap. II RNV 2013]}$$

Tel que :

K_T : Le facteur du terrain (2.4)

C_t : Coefficient topographique = 1

C_r : Coefficient de rugosité donnée par (2.3)

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(Z) = K_t \cdot \ln \frac{Z}{z_0} \quad \rightarrow \quad Z_{min} = 10m \leq Z \leq 200m \\ C_r(Z) = K_t \cdot \ln \frac{Z_{min}}{z_0} \quad \rightarrow \quad Z < Z_{min} = 10m \end{array} \right.$$

I_{vz} : Intensité de turbulence donnée par (2.5)

Z : La hauteur considérée (en m)

Il est donc nécessaire de subdiviser la surface perpendiculaire à la direction du vent en éléments de surface avec une hauteur égale à la hauteur d'étage

$q_p(z_e)$ sera donc déterminée pour chaque étage, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Calcul des pressions dynamiques.

Niveau	Z (m)	$C_r(Z)$	I_v	$C_e(Z)$	$Q_{dyn}(N/m^2)$
RDC	3,4	0,539	0,434	1,173	439,88
I	6,2	0,539	0,434	1,173	439,88
II	9	0,539	0,434	1,173	439,88
III	11,8	0,578	0,405	1,281	480,38
IV	14,6	0,627	0,373	1,420	532,50
V	17,4	0,668	0,350	1,539	577,13
VI	20,2	0,703	0,333	1,646	617,25

II-2-4 Détermination des coefficients de pression :

Vent perpendiculaire à la façade principale (Sens V_1)

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces.

Ces pressions peuvent être positive ou négative, et on distingue deux types de pressions :

Pression extérieure et intérieure au bâtiment.

Coefficient de pression extérieure C_{pe}

Le coefficient de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire s'obtient à partir de la [Formule 5.1 Chap 5 RNV 2013]

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{Si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) & \text{Si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe} & \text{Si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

A. Sens V_1 du vent

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 48 \text{ m} \\ d = 65 \text{ m} \\ h = 20,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

▪ Parois verticale

Pour notre projet toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2

D'où : $C_{pe} = C_{pe,10}$

Avec :

b : La dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \min [b ; 2.h] \quad \rightarrow \quad e = \min [48 ; 40,4] \quad \rightarrow \quad e = 40,4\text{m}$$

Alors on est dans le cas ou :

$$d = 65\text{m} > e = 40,4 \text{ m}$$

Les zones de pressions et leurs délimitations sont portées sur la figure suivante :

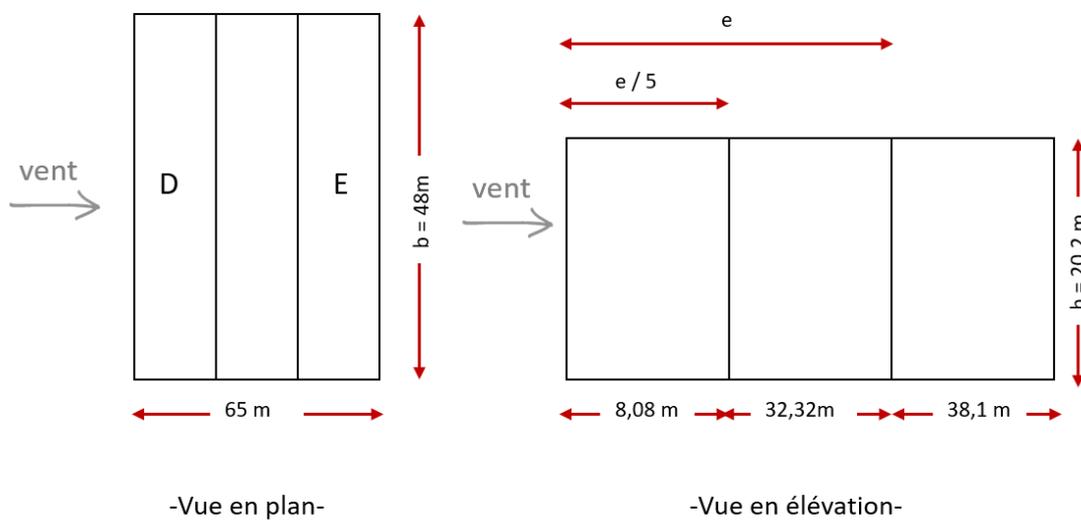


Figure II.3 : légende pour les parois verticales dans le sens V_1 .

On aura donc :

Tableau II.2 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens V_1 .

A	B	C	D	E
$C_{pe} = C_{pe,10}$				
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

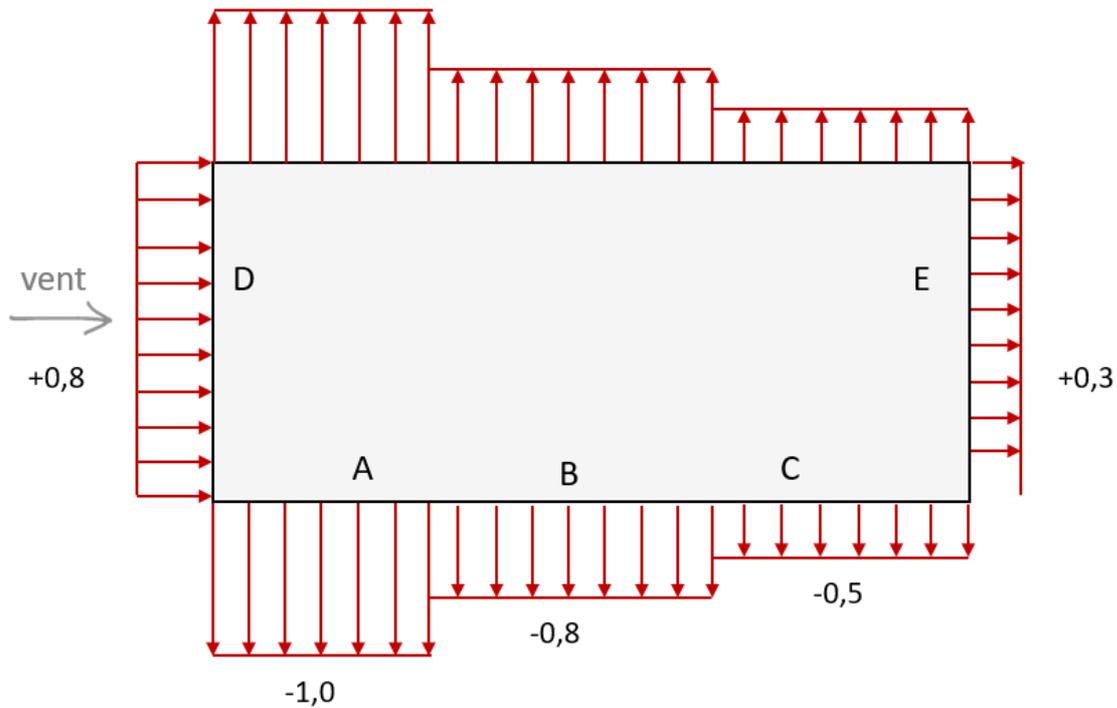


Figure III.4 : Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens V1.

A – Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Notre bâtiment n'a pas de face dominante, le C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14

On définit l'indice de perméabilité μ_p avec la formule donnée dans [L'article 2.1.1 Chap V RNV 2013]

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et à travers lesquelles l'air peut circuler

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné dans la figure 5.15 du RNV 2013 en fonction de l'indice de perméabilité

$$\mu_p = \frac{[2,4 \times 48 + 65 \times 2] + 1,8 \times (48 + 65 \times 2)}{2,4 \times (48 \times 2 + 65 \times 2) + 1,8 \times (48 \times 2 + 65 \times 2)} \times 6 = \frac{5419}{7458} = 0,72$$

Ce qui fait que dans le sens V_1 notre structure est 72% perméable

- De la figure 5.14 on trouve $C_{pi} = -0,25$

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est calculée à l'aide des deux formules [2.1 et 2.2 du RNV 2013]

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad \rightarrow \quad [N/m^2]$$

C_d est le coefficient dynamique de la construction.

$W(Z_j)$ en (N/m^2) est la pression nette :

Pour les parois verticales, elle est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad \rightarrow \quad [N/m^2]$$

Paroi verticale

Les tableaux de calcul des pressions :

RDC, le premier étage et le deuxième étage

Tableau II.3 : valeurs des pressions q_j pour le RDC, le 1^{er} étage et le 2^{ème} étage dans le sens VI.

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,93	439,88	-1,0	-0,25	-329,91	-306,81
B	0,93	439,88	-0,8	-0,25	-241,93	-224,99
C	0,93	439,88	-0,5	-0,25	-109,97	-102,27
D	0,93	439,88	+0,8	-0,25	461,87	429,54
E	0,93	439,88	-0,3	-0,25	-21,99	-20,45

3ème étage

Tableau II.4 : valeurs des pressions q_j pour le 3^{ème} étage dans le sens VI.

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,93	480,38	-1,0	-0,25	-360,29	-335,07
B	0,93	480,38	-0,8	-0,25	-264,21	-245,72
C	0,93	480,38	-0,5	-0,25	-120,10	-111,69
D	0,93	480,38	+0,8	-0,25	504,40	469,09
E	0,93	480,38	-0,3	-0,25	-24,02	-19,02

4ème étage

Tableau II.5 : valeurs des pressions Q_j pour le 4^{ème} étage dans le sens V1.

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,93	532,50	-1,0	-0,25	-399,38	-371,42
B	0,93	532,50	-0,8	-0,25	-292,88	-272,38
C	0,93	532,50	-0,5	-0,25	-133,13	-123,81
D	0,93	532,50	+0,8	-0,25	559,13	519,99
E	0,93	532,50	-0,3	-0,25	-26,63	-24,77

5ème étage

Tableau II.6 : valeurs des pressions Q_j pour le 5^{ème} étage dans le sens V1.

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,93	577,13	-1,0	-0,25	-432,85	-402,55
B	0,93	577,13	-0,8	-0,25	-317,42	-295,20
C	0,93	577,13	-0,5	-0,25	-144,28	-134,18
D	0,93	577,13	+0,8	-0,25	605,99	563,57
E	0,93	577,13	-0,3	-0,25	-28,86	-26,84

6ème étage

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,93	617,25	-1,0	-0,25	-462,94	-430,53
B	0,93	617,25	-0,8	-0,25	-339,49	-315,73
C	0,93	617,25	-0,5	-0,25	-154,31	-143,51
D	0,93	617,25	+0,8	-0,25	648,11	602,74
E	0,93	617,25	-0,3	-0,25	-30,86	-28,70

Tableau II.7 : valeurs des pressions Q_j pour le 6^{ème} étage dans le sens V1.

A. Vent parallèle à la façade principale (Sens V₂)

On suit les mêmes étapes que pour la direction V₁

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 65 \text{ m} \\ d = 48 \text{ m} \\ h = 20,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

▪ Parois verticale

Pour notre projet toutes les surfaces sont supérieures à 10m²

D'où : $C_{pe} = C_{pe.10}$

Avec :

b : La dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \min [b ; 2.h] \quad \rightarrow \quad e = \min [65 ; 40,4] \quad \rightarrow \quad e = 40,4\text{m}$$

Alors on est dans le cas ou :

$$d = 48\text{m} > e = 40,4\text{ m}$$

Les zones de pressions et leurs délimitations sont portées sur la figure suivante :

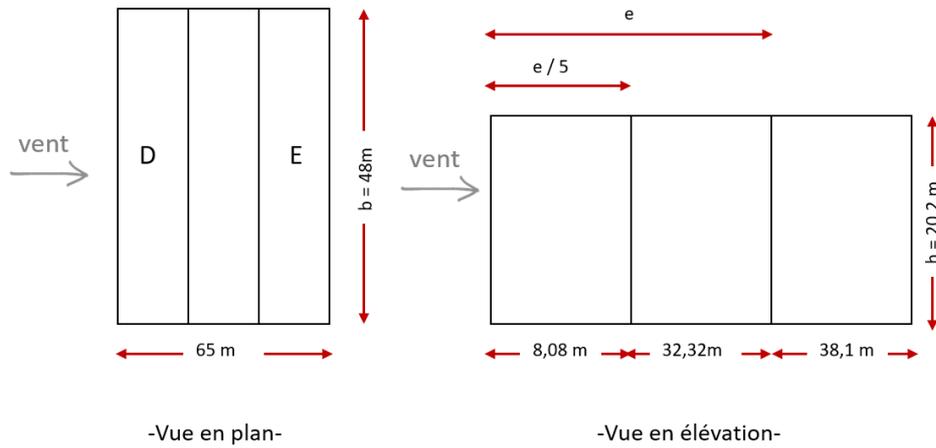


Figure II.5 : légende pour les parois verticales dans le sens V2.

On aura donc :

A	B	C	D	E
$C_{pe} = C_{pe,10}$				
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.8 : les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens V2.

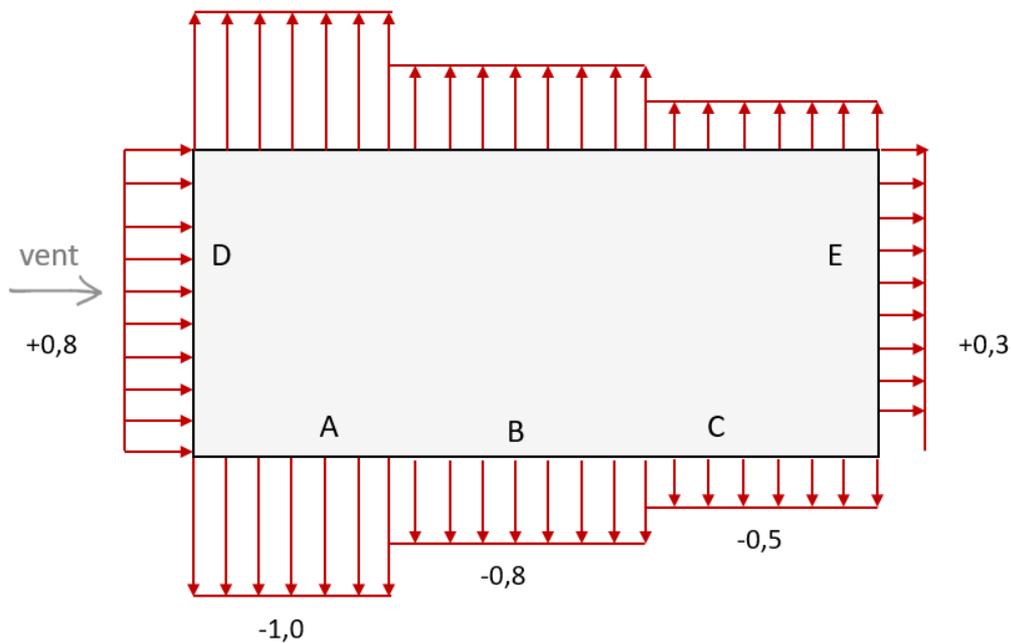


Figure II.6 : C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens V2.

A – Coefficient de pression intérieure C_{pi}

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\Sigma \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{2706}{3339,6} = 0,81$$

Ce qui fait que dans le sens V_2 notre structure est 81% perméable

De la figure 5.14 on trouve $C_{pi} = -0,25$

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est calculée à l'aide des deux formules [2.1 et 2.2 du RNV 2013]

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad \rightarrow \quad [\text{N/m}^2]$$

C_d est le coefficient dynamique de la construction.

$W(Z_j)$ en (N/m^2) est la pression nette :

Pour les parois verticales, elle est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{\text{dyn}}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad \rightarrow \quad [\text{N/m}^2]$$

Paroi verticale

Les tableaux de calcul des pressions :

RDC, le premier étage et le deuxième étage

Tableau II.9 : valeurs des pressions q_j pour le RDC, le 1^{er} étage et le 2^{ème} étage dans le sens V_2 .

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,91	439,88	-1,0	-0,25	-329,91	-300,22
B	0,91	439,88	-0,8	-0,25	-241,93	-220,16
C	0,91	439,88	-0,5	-0,25	-109,97	-100,07
D	0,91	439,88	+0,8	-0,25	461,87	420,30
E	0,91	439,88	-0,3	-0,25	-21,99	-20,01

3ème étage

Tableau II.10 : valeurs des pressions q_j pour le 3ème étage dans le sens V2.

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,91	480,38	-1,0	-0,25	-360,29	-327,86
B	0,91	480,38	-0,8	-0,25	-264,21	-240,43
C	0,91	480,38	-0,5	-0,25	-120,10	-109,30
D	0,91	480,38	+0,8	-0,25	504,40	459,00
E	0,91	480,38	-0,3	-0,25	-24,02	-21,86

4ème étage

Tableau II.11 : valeurs des pressions q_j pour le 4ème étage dans le sens V2.

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,91	532,50	-1,0	-0,25	-399,38	-363,44
B	0,91	532,50	-0,8	-0,25	-292,88	-266,52
C	0,91	532,50	-0,5	-0,25	-133,13	-121,15
D	0,91	532,50	+0,8	-0,25	559,13	508,81
E	0,91	532,50	-0,3	-0,25	-26,63	-24,23

5ème étage

Tableau II.12 : valeurs des pressions q_j pour le 5ème étage dans le sens V2.

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,91	577,13	-1,0	-0,25	-432,85	-393,89
B	0,91	577,13	-0,8	-0,25	-317,42	-288,85
C	0,91	577,13	-0,5	-0,25	-144,28	-131,29
D	0,91	577,13	+0,8	-0,25	605,99	551,45
E	0,91	577,13	-0,3	-0,25	-28,86	-26,26

6ème étage

Tableau II.13 : valeurs des pressions q_j pour le 6ème étage dans le sens V2.

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	W	q_j
A	0,91	617,25	-1,0	-0,25	-462,94	-421,28
B	0,91	617,25	-0,8	-0,25	-339,49	-308,94
C	0,91	617,25	-0,5	-0,25	-154,31	-140,42
D	0,91	617,25	+0,8	-0,25	648,11	589,78
E	0,91	617,25	-0,3	-0,25	-30,86	-28,08

Chapitre 3 : pré-dimensionnement

III-1 Evaluation des charges

L'évaluation des charges se fait selon le règlement (D.T.R-BC.2.2) et l'Eurocode 3

III-1-1 Charges permanentes

Plancher étage courant

- Asphalte coulé et béton bitumineux ($e = 4 \text{ cm}$) $\rightarrow 0,04 \times 25 = 1 \text{ kN/m}^2$.
- Dalle en béton armé ($e = 16 \text{ cm}$) $\rightarrow 0,16 \times 25 = 4 \text{ kN/m}^2$.
- Tôle profilée type Hibond 55 $\rightarrow 0,13 \text{ kN/m}^2$.

$$G = 5.13 \text{ kN/m}^2$$

Plancher terrasse accessible

- Asphalte coulé et béton bitumineux ($e=4 \text{ cm}$) $\rightarrow 0,04 \times 25 = 1 \text{ kN/m}^2$
- Etanchéité multicouche ($e=2 \text{ cm}$) $\rightarrow 0.12 \text{ kN/m}^2$
- Isolation thermique (blocs de liège $e=4 \text{ cm}$) $\rightarrow 0.16 \text{ kN/m}^2$
- Dalle de compression ($e= 16 \text{ cm}$) $\rightarrow 0,16 \times 25 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Tôle d'acier nervurée type hibond55 $\rightarrow 0.13 \text{ kN/m}^2$

$$G = 5.41 \text{ kN/m}^2$$

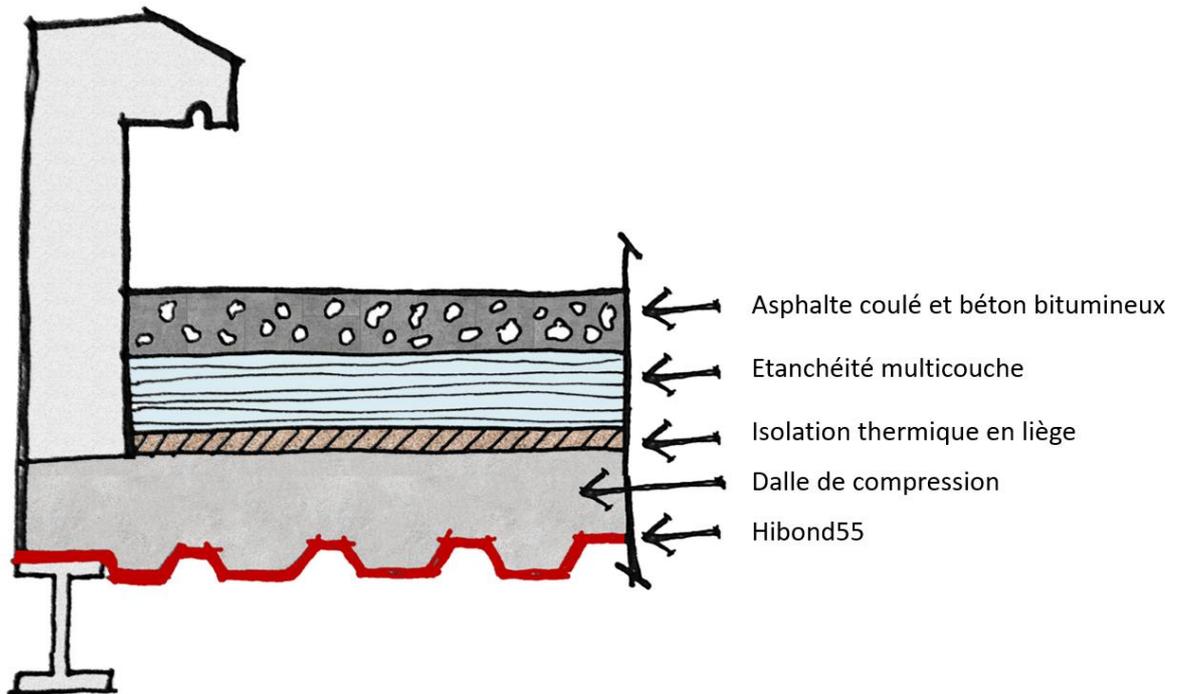


Figure III.7 : Composition du plancher.

III-1-2 Charges d'exploitation :

Le bâtiment est d'usage parking, donc la charge d'exploitation pour l'étage courant et la terrasse selon (D.T.R-BC.2.2) est :

$$Q = 2.5kN/m^2$$

III.2 Le pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon l'Eurocode 3, le CCM 97 et le RPA99 V2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité.

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définis au premier chapitre, nous passons, dans celui-ci au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment, à savoir le plancher, les poutres principales (sommiers), poutres secondaires et les poteaux.

III-2-1 Pré-dimensionnement des éléments principaux

Le pré-dimensionnement se fait selon la condition de rigidité et la condition de résistance.

III-2-1-1 Les solives

Les solives sont poutrelles en IPE qui travaillent en flexion simple. Leur espacement est déterminé par l'équation suivante : $0.7m \leq L \leq 7m$

On opte pour un espacement des solives $e = 2m$

Evaluation des charges reprises la solive

$$\begin{aligned} P_{ELS} &= (G_{plancher} + Q) \times e = (5.13 + 2.5) \times 2 \\ &= 15,26kN/m^2 \end{aligned}$$

Pré-dimensionnement

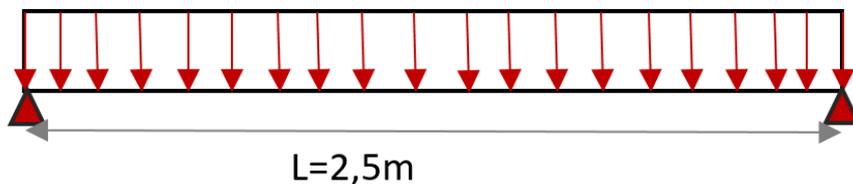


Figure III.8 Schéma statique de la solive.

$$f_{calculée} \leq f_{admissible}$$

Avec :

$$f_{calculée} = \frac{5 \times P_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{admissible} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq 250 \times \frac{5 \times P_{ELS} \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq 250 \times \frac{5 \times 15,26 \times 2,5^3}{384 \times 2,1} = 369,6 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE140 avec un moment d'inertie $I_y = 541,2 \text{ cm}^4$ et un poids

$$G_{Solive} = 0,129 \text{ kN/m}^2$$

La charge permanente devient donc :

$$G = G_{plancher} + G_{Solive} = 5,13 + 0,129 = 5,259 \text{ kN/m}^2$$

Vérification

Phase initiale

a) Vérification du moment fléchissant

Selon le CCM97, il faut vérifier que $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$q_u = 1,35(G \times e) + 1,5(Q \times e) = 1,35(5,259 \times 2) + 1,5 \times (2,5 \times 2) = 21,70 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{21,70 \times 2,5^2}{8} = 16,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88,34 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 20,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 16,95 \text{ kN.m} \leq M_{pl,rd} = 20,76 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Le rendement : } \frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} = 82\%$$

b) Vérification de l'effort tranchant

Selon le CCM97, il faut vérifier que

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{21,70 \times 2,5}{2} = 27,125 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{7,64 \times 235 \times 10^{-1}}{1 \times \sqrt{3}} = 103,65 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 27,125 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 103,65 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'interaction moment fléchissant- effort tranchant

Selon le CCM97 l'interaction doit être vérifiée lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,rd}$

Dans notre cas $0.5V_{pl,rd} = 51,83kN > 27,125kN$

Il n'est donc pas nécessaire de vérifier l'interaction.

d) Vérification de la rigidité

Selon le CCM97, il faut vérifier que : $f_{calculée} \leq f_{admissible}$

$$q_{s_{ELS}} = (G + Q) \times e = (5.259 + 2.5) \times 2 = 15,52kN/ml$$

$$f_{calculée} = \frac{5 \times q_{s_{ELS}} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 15,52 \times 2.5^4}{384 \times 2.1 \times 541,2} \times 10^2 = 0,69cm$$

$$f_{admissible} = \frac{L}{250} = \frac{250}{250} = 1cm$$

$f_{calculée} = 0,69cm \leq f_{admissible} = 1cm$ Condition vérifiée.

e) Vérification du déversement :

Selon de CCM97 (article 5.5.2.) on doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement qu'on doit calculer

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Pour le profilé laminé on peut utiliser la formule simplifiée

$$\lambda_{lt} = \frac{KL/i_z}{\sqrt{C_1 \times \left[\left[\frac{K}{K_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}}$$

Avec : $K = 1$; $K_w = 1$; $C_1 = 1.132$; $i_z = 1,65cm$

$$\lambda_{lt} = \frac{2500/16,5}{\sqrt{1.132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{2500/16,5}{140/6,9} \right]^2 \right]^{0.25}}} = 102.08$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{102,08}{93.91} = 1.086 > 0.4 \text{ il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{lt} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{lt} \times (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour profilé laminé

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.086 - 0.2) + 1.086^2] = 1.18$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}} = \frac{1}{1.18 + \sqrt{1.18^2 - 1.086^2}} = 0.61$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.61 \times 1 \times 88,34 \times 10^4 \times 235}{1.1} = 115,12 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{b,rd}$ Condition vérifiée

III-2-1-2 Les poutres principales :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux et linéaires faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Elles reçoivent des actions mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmettent sur des appuis.

Les poutres principales se caractérisent par le fait qu'elles soient des supports aux poutres secondaires, des nervures ou des poutrelles et elles reposent sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

Pré dimensionnement des poutres principales

Pour le pré dimensionnement on utilise la formule

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

Tel que :

h : La hauteur de la poutre

L : La portée de la poutre

$$\frac{16000}{25} \leq h \leq \frac{16000}{15}$$

$$640 \leq h \leq 1066.66$$

On choisit un HEA 650

Evaluation des charges reprises par les poutres principales (poutre intermédiaire)

La poutre la plus sollicitée reprend 2 charges concentrées, chaque une d'entre elles représentent la réaction des solives de chaque côté, et une charge uniformément répartie sur sa largeur (le poids du plancher)

Réactions des solives :

$$P_{solives(ELU)} = \frac{q_u \times 2.5}{2} \times 2 = \frac{21,7 \times 2.5}{2} \times 2 = 54,25 \text{ kN}$$

$$P_{solives(ELS)} = \frac{q_s \times 2.5}{2} \times 2 = \frac{15,52 \times 2.5}{2} \times 2 = 38,80 \text{ kN}$$

Charge répartie :

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} = 5,13 + 1,9 = 7,03 \text{ kn/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times b = (7,03 + 2.5) \times 0,3 = 2,859 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times b = (1,35 \times 7,03 + 1,5 \times 2.5) \times 0,3 = 3,97 \text{ kN/m}^2$$

Vérifications

Phase de construction

a) Vérification du moment fléchissant

Selon le CCM97, il faut vérifier que $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = M_{sd(\text{charge concentrée})} + M_{sd(\text{charge répartie})}$$

$$M_{sd(\text{charge répartie})} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3,97 \times 16^2}{8} = 127,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd(\text{charge concentrée})} = 868 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 868 + 127,04 = 995,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6130 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 1440,55 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 995,04 \text{ kN.m} \leq M_{pl,rd} = 1440,55 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Le rendement : } \frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} = 69\%$$

b) Vérification de l'effort tranchant

Selon le CCM97, il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = V_{sd} \text{ (charge concentrée)} + V_{sd} \text{ (charge répartie)}$$

$$V_{sd} \text{ (charge concentrée)} = 189,87 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \text{ (charge répartie)} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{3,97 \times 16}{2} = 31,76 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 189,87 + 31,76 = 221,63 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{103,2 \times 235 \times 10^{-1}}{1 \times \sqrt{3}} = 1400,18 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 221,63 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 1400,18 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'interaction moment fléchissant- effort tranchant

Selon le CCM97 l'interaction doit être vérifiée lorsque $V_{sd} > 0.5V_{pl,rd}$

$$\text{Dans notre cas } 0.5V_{pl,rd} = 700 \text{ kN} > 216,11 \text{ kN}$$

Il n'est donc pas nécessaire de vérifier l'interaction.

d) Vérification de la rigidité

Selon le CCM97, il faut vérifier que : $f_{cal} \leq f_{admissible}$

$$f_{cal} = f_{charge concentrée} + f_{charge répartie}$$

$$f_{charge concentrée} = 0,62 \text{ cm}$$

$$f_{charge répartie} = \frac{5 \times q_{sELS} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2,859 \times 16^4}{384 \times 2.1 \times 175200} \times 10^2 = 0,66 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 0,62 + 0,66 = 1,28 \text{ cm}$$

$$f_{admissible} = \frac{L}{250} = \frac{1600}{250} = 6,4 \text{ cm}$$

$$f_{calculée} = 1,28 \text{ cm} \leq f_{admissible} = 6,4 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification du déversement

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement pour la poutre principale car la poutre est maintenue latéralement par les solives. On considère que la poutre ne risque pas de déverser.

III-2-1-3 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des tiges droites, des organes de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage, ils reprennent donc les efforts de compression, de flexion et résister au flambement, et ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

➤ La descente des charges

On fait la descente de charge pour un poteau central

Le poteau le plus sollicité

La surface du poteau le plus sollicité

$$S = (16) \times 2,5 = 40 \text{ m}^2$$

- **Charges permanentes**

Poids du plancher terrasse..... $5,41 \times 40 = 216,4 \text{ kN}$

Poids du plancher courant..... $5,13 \times 40 = 205,2 \text{ kN}$

Poids des poutres porteuses (HEA 650)..... $(1,9 \times 16) = 30,4 \text{ kN}$

Poids des solives (IPE 140) $(0,129 \times 2,5) = 0,32 \text{ kN}$

- **Charges d'exploitation**

Tableau III.11 : Dégression des surcharges

Niveau des plancher	Surcharge	Σ surcharge (Kn/m ²)	Σ surcharge (Kn/m ²)
6 ^{ème}	Q ₀	$\Sigma \mathbf{0} = Q_0$	2,5
5 ^{ème}	Q ₁	$\Sigma \mathbf{1} = Q_0 + Q_1$	5
4 ^{ème}	Q ₂	$\Sigma \mathbf{2} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	7,25
3 ^{ème}	Q ₃	$\Sigma \mathbf{3} = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	9,25
2 ^{ème}	Q ₄	$\Sigma \mathbf{4} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	11

1 ^{er}	Q ₅	$\sum 5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	12,5
RDC	Q ₆	$\sum 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	13,75

Tableau III.12 : La descente des charges pour le poteau.

Niveau Etage	G (KN)	Q (KN)	N=1,35G+1,5Q (KN)
6 ^{ème}	247,12	100	483,61
5 ^{ème}	483,04	200	952,10
4 ^{ème}	718,96	290	1405,60
3 ^{ème}	954,88	370	1844,09
2 ^{ème}	1190,80	440	2267,58
1 ^{er}	1426,72	500	2676,07
RDC	1662,64	550	3069,56

➤ Pré dimensionnement

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

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \implies A \geq \frac{N \cdot \gamma_{Mo}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2.$$

$$\gamma_{Mo} = 1$$

Tableau III.13 : Pré-dimensionnement des poteaux

Etage	Section (cm ²)	Choix	Section du poteau choisi (cm ²)
6	20,58	HEA320	124,40
5	40,51	HEA320	124,40
4	59,81	HEA320	124,40
3	79,48	HEA360	142,80
2	96,49	HEA360	142,80
1	113,88	HEA360	142,80
RDC	131,77	HEA400	159,00

Vérification du flambement

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

Avec :

$\beta_A = 1$ Classe 1,2 ou 3 ; $\gamma_{M1} = 1,1$

On vérifie le flambement pour les étages 4, 5, 6

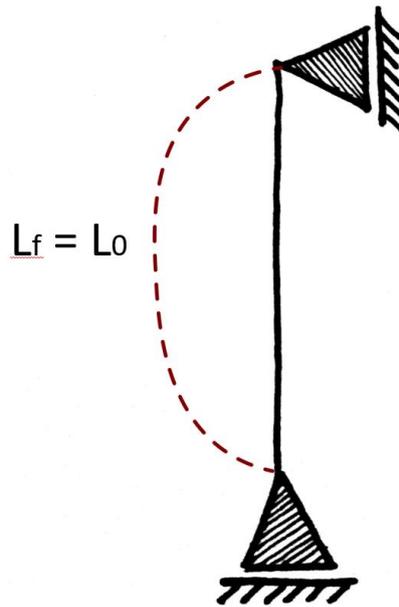


Figure III.9 : Schéma du poteau pour les étages 4,5 et 6

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad \Longrightarrow \quad \lambda_y = \frac{260}{13,58} = 19,15$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} \quad \Longrightarrow \quad \lambda_z = \frac{260}{7,49} = 34,71$$

$$\lambda = \max\{\lambda_y; \lambda_z\} = 34,71$$

$\lambda_z > \lambda_y \Leftrightarrow$ Axe de flambement Z - Z λ

Élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda} = 0.37$$

0.37 > 0,2 il y a risque de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1,03$$

λ

$$\frac{h}{b} \leq 1,2$$

$$t_f = 15,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Donc courbe de flambement « c » $\implies \alpha = 0,49$

α

$$\chi = \frac{1}{(\varphi + \sqrt{(\varphi)^2 - (\bar{\lambda})^2})}$$

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

$$\varphi = 0,61$$

$$\chi = \frac{1}{0,61 + \sqrt{(0,61)^2 - (0,37)^2}}$$

$$\chi = 0,91$$

$$N_{b,rd} = \frac{0,91 \times 1 \times 12440 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 2418,45 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{b,rd} \implies 1405,60 \text{ kN} < 2418,45 \text{ kN}$$

La condition est donc vérifiée on prend HEA320

On vérifie le flambement pour les étages 1, 2, 3

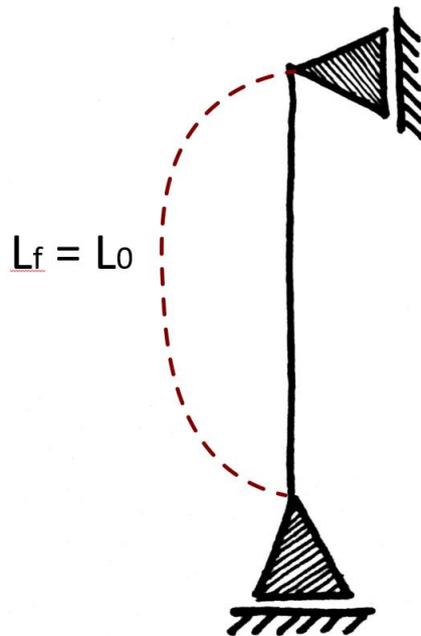


Figure III.10 : Schéma statique du poteau pour les étages 1,2 et 3

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \implies \lambda_y = \frac{260}{15,22} = 17,08$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} \implies \lambda_z = \frac{260}{7,43} = 34,99$$

$$\lambda = \max\{\lambda_y; \lambda_z\} = 34,99$$

$\lambda_z > \lambda_y \Leftrightarrow$ Axe de flambement Z - Z λ

Élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda} = 0,37$$

$0,37 > 0,2$ il y a risque de flambement λ

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,17$$

$$\frac{h}{b} \leq 1,2$$

$$t_f = 17,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Donc courbe de flambement « c » \Longrightarrow $\alpha = 0,49$
 α

$$\chi = \frac{1}{(\varphi + \sqrt{(\varphi)^2 - (\bar{\lambda})^2})}$$

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

$$\varphi = 0,61$$

$$\chi = \frac{1}{0,61 + \sqrt{(0,61)^2 - (0,37)^2}}$$

$$\chi = 0,91$$

$$N_{b,rd} = \frac{0,91 \times 1 \times 14280 \times 235 \times 10^3}{1,1} = 2776,16 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{b,rd} \quad \Longrightarrow \quad 2676,07 \text{ kN} < 2776,16 \text{ kN}$$

La condition est donc vérifiée on prend HEA360

Poteau central du RDC

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

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Classe 1,2 ou 3} \quad ; \quad \gamma_{M1} = 1,1$$

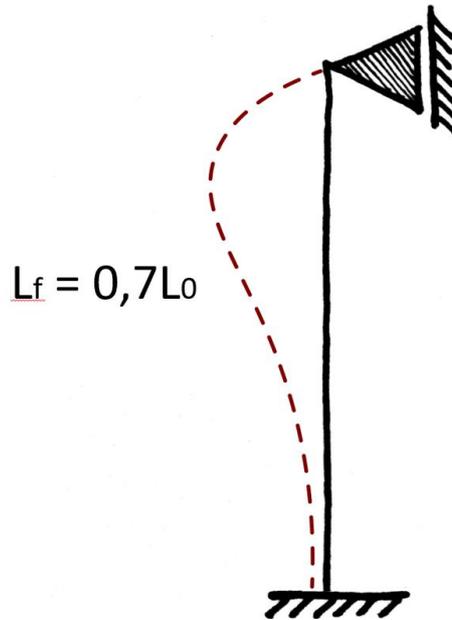


Figure III.11 : Schéma statique du poteau du RDC.

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \implies \lambda_y = \frac{224}{16,84} = 13,30$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} \implies \lambda_z = \frac{224}{7,34} = 30,52$$

$$\lambda = \max\{\lambda_y; \lambda_z\} = 30,52$$

$\lambda_z > \lambda_y \Leftrightarrow$ Axe de flambement Z - Z

Élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda} = 0,32$$

$0,32 > 0,2$ il y a risque de flambement λ

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3$$

$$\frac{h}{b} > 1,2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Donc courbe de flambement « b » \Longrightarrow $\alpha = 0,34$
 α

$$\chi = \frac{1}{(\varphi + \sqrt{(\varphi)^2 - (\bar{\lambda})^2})}$$

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

$$\varphi = 0,57$$

$$\chi = \frac{1}{0,57 + \sqrt{(0,57)^2 - (0,32)^2}}$$

$$\chi = 0,96$$

$$N_{b,rd} = \frac{0,96 \times 1 \times 15900 \times 235 \times 10^3}{1,1} = 3260,95 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{b,rd} \quad \longrightarrow \quad 3069,56 \text{ kN} < 3260,95 \text{ kN}$$

La condition est donc vérifiée on prend HEA400.

Chapitre 4 : Etude dynamique

IV. ANALYSE DYNAMIQUE

IV-1 Introduction

Une analyse dynamique est liée aux forces d'inertie développées par une structure lorsqu'elle est excitée par des charges dynamiques appliquées soudainement (par exemple, l'action du vent, une explosion, un tremblement de terre). Dans notre cas, l'action du tremblement de terre est prépondérante, il s'agit donc d'une analyse sismique.

Les tremblements de terre constituent l'une des principales menaces qui pèsent sur une structure. Ces derniers peuvent se produire à tout moment et avec une intensité imprévisible, causant des dégâts matériels et humains.



Figure IV.12 : Effets du tremblement de terre au Japon Tohoku 2011 sur les structures métalliques.



Figure IV.13 : Effets du tremblement de terre au Japon Tohoku 2011 sur les structures métalliques.

Le rôle de l'ingénieur est de concevoir des structures adéquates pour résister à ces tremblements de terre.

L'objectif d'une analyse sismique est :

- L'estimation des niveaux et des modes de déformation possibles de la structure sur un sol donné.
- Connaître les zones de la structure les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses.

Selon la RPA99 / VERSION 2003, il existe 3 méthodes pour l'évaluation ou le calcul des forces sismiques exercées sur le bâtiment :

- La méthode d'analyse des forces latérales.
- Méthode d'analyse du spectre de réponse modale.
- Analyse sismique à l'aide d'accélérogrammes.

Dans notre cas, *la méthode d'analyse du spectre de réponse modale* sera utilisée pour l'évaluation des forces sismiques agissant sur notre structure.

IV-2 Analyse du spectre de réponse modale :

Cette méthode est sans doute la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures en Algérie. L'analyse du spectre de réponse est une méthode d'analyse statistique linéaire-dynamique, le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes naturels de vibration d'une structure essentiellement élastique et du maximum des effets générés par l'action sismique, celle-ci étant présentée par un spectre de réponse.

Les modes dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau du sol.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes est au moins égale à 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 spectre de réponse est généré automatiquement par l'application RPA basée sur les réglementations RPA2003 et les données sur la structure et le sol.



Figure IV.14 : Représentation graphique du spectre de réponse

Avec :

- g : L'accélération de la gravité
- A : Coefficient de la zone d'accélération
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- A : Coefficient de comportement de la structure. Il dépend du système de contreventement.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

IV-3 Calcul du cisaillement de base en utilisant la méthode de la force latérale statique équivalente :

Dans le code sismique (RPA99V2003), la force latérale V est utilisée comme valeur de référence du cisaillement total de la base de conception sismique. Le cisaillement de base calculé à l'aide de l'analyse du spectre de réponse modale ne doit pas être inférieur à 80 % de la force latérale de cisaillement de base.

Il est calculé à l'aide de l'équation suivante :

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

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone en fonction de la zone sismique et du groupe d'utilisation du bâtiment. Dans notre cas, le bâtiment appartient au groupe 2 : *structure commune ou d'importance moyenne (parking), et la zone sismique est la zone III (forte sismicité) ALGER.*

Donc: **A=0.25**

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T

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

η : Facteur de correction d'amortissement, donné par: $\eta = \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 0.7$

Dans notre cas $\eta = 1,08$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site, dans notre cas il s'agit d'un site meuble (s3) $T_2 = 0.5s$

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de l'expression empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Selon "LE JOURNAL DES MATÉRIAUX ET DES STRUCTURES D'INGÉNIEURIE 4 (2017) 139-154 Règles parasismiques algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les structures de bâtiment en béton armé : Interprétations et propositions du Dr. Taleb Rafik"

:

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & Si & T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & Si & T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique} \\ 1.3T_{empirique} & Si & T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique} \end{cases}$$

L'expression empirique à utiliser selon le cas est la suivante :

$$T_{empirique} = \min \{C_T \times h_N^{3/4}\}$$

Tel que :

h_N est la hauteur du bâtiment en mètres à partir des fondations ou du sous-sol rigide supérieur.

$$h_N = 21,9m$$

D la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans le sens de calcul considéré.

$$C_T = 0.085 \text{ Selon le tableau 4.6 de l'RPA2003}$$

$$T_{empirique} = \{0.085 \times 21,9^{3/4}\} \rightarrow T_{empirique} = 0.86s$$

$T_{analytique}$ est déterminée par l'analyse dynamique de la structure

- Q : Facteur de qualité de la structure donné par la formule suivante:

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

P_q : Pénalité à appliquer selon le critère de qualité q

Tableau IV.14 : Tableau 4.4 de l'RPA2003

Critère Q	Pénalité	
	P_x	P_y
1. Conditions minimales sur les lignes de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance dans le plan	0.05	0.05
3. Régularité dans le plan	0.05	0.05
4. Régularité dans l'elevation	0	0
5. Contrôle de la qualité du matériel	0	0
6. Contrôle de la qualité de la construction	0	0
$Q=1+$	0.15	0.15

Selon le tableau 4.4 de l'RPA2003 $Q_x = Q_y = 1.15$

- W : Poids total de la structure qui est égal à la somme des poids W_i est calculé à chaque étage

$$W = \sum W_i \text{ with } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge utile $\beta = 0.6$

Le poids de la structure est donné par le logiciel utilisé (Etabs17)

- **R**: Coefficient de comportement global de la structure selon le système de résistance aux forces latérales dans notre cas, le cas d'un système en X (9.a) **R=4**.

IV-4 Modèle initial

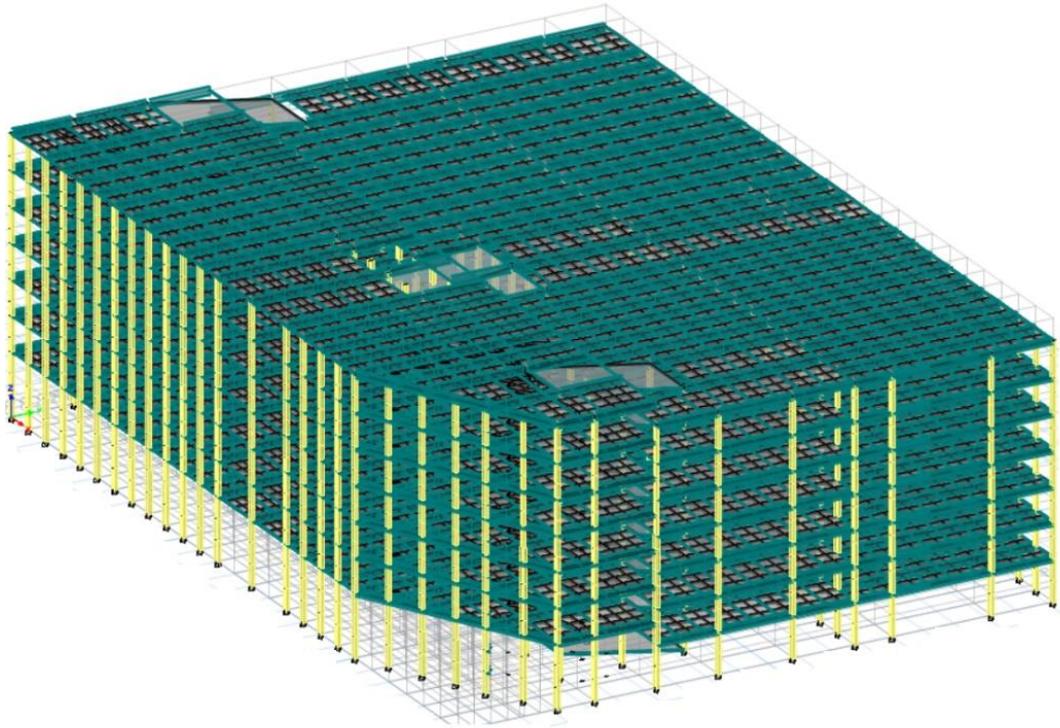


Figure IV.15 : Vue 1 sur la 3D modèle initial de la structure sur ETABS.

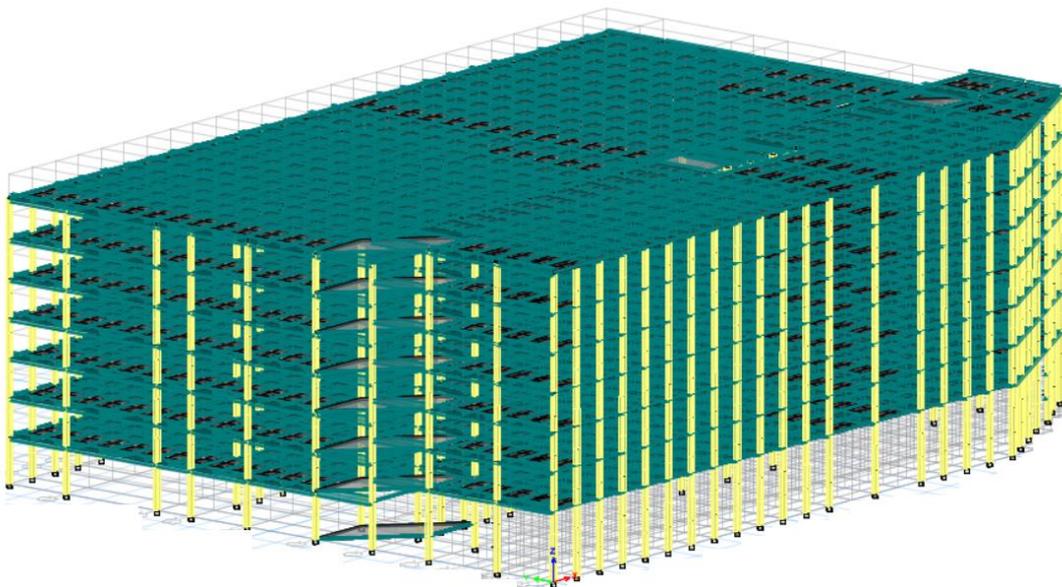


Figure IV.16 : Vue 2 sur la 3D modèle initial de la structure sur ETABS.

IV-4-1 Analyse modale

Tableau IV.15 : Résultats dynamiques du modèle initial.

Mode	Période	masse effective %x	masse effective % y	Cumul x	Cumul y	Direction
1	2,047	0,81	0,00	0,81	0,00	Trans par rapport à X
2	1,763	0,00	0,95	0,81	0,95	Trans par rapport à Y
3	1,487	0,02	0,0006	0,83	0,95	Torsion autour de Z
4	0,637	0,11	0,0004	0,94	0,95	Torsion autour de Z

- Observations:

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- La participation de masse effective dépasse 90 % à partir du 4ème mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèle à l'axe X de 81,15% de la participation de masse.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à l'axe Y de 95% de la participation de masse.
- Le troisième mode est un mode de rotation (torsion).

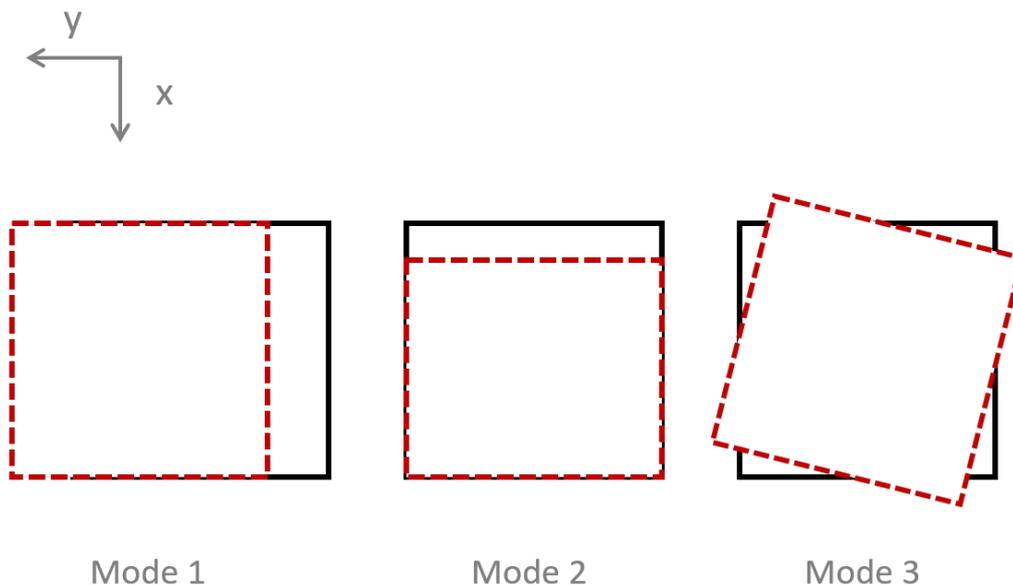


Figure IV.17 : Schéma des trois premiers modes de vibration du modèle initial.

IV-4-2 Analyse sismique

IV-4-2-1 Contrôle du cisaillement à la base

Le poids du modèle initial est donné par le logiciel : $W = 230895,67\text{kN}$

$$Q_{x,y} = 1,15 ; A = 0,25 ; R_{x,y} = 4 ; D_{x,y} = 1,57$$

La force latérale sera calculée à l'aide de l'expression précédente (5.3)

Tableau IV.16 : Vérification du cisaillement de la base du modèle initial.

Direction	V(méthode du spectre de réponse)	V_t (méthode de la force latérale)	$0.8 \times V$ (méthode de la force latérale)	$\frac{0.8V}{V_t}$	Observation
x	31931,37	26055,13	20844,11	0,65 < 1	Pas besoin d'augmenter la force sismique
y	39394,96	26055,13	20844,11	0,53 < 1	Pas besoin d'augmenter la force sismique

IV-4-2-2 Vérification inter-étage :

Dans le cas d'un parking, nous avons deux niveaux différents à chaque étage. Pour cela, nous allons supposer que nous avons deux blocs indépendants avec une hauteur de plancher de

2,8m (bloc A et B) Nous devons vérifier que : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où : $\bar{\Delta} = 0.01h_e = 2.8\text{cm}$

Avec : $\delta_k^x = R\delta_{ek}^x$; $\delta_k^y = R\delta_{ek}^y$ and $\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x$; $\Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$

Δ_k^x : le déplacement horizontal relatif de deux étages adjacents dans un bâtiment, il

Correspond au déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1 dans la direction x-x (même chose pour la direction y-y).

δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans la direction

Si les déplacements latéraux entre les étages dépassent les valeurs autorisées, il est nécessaire d'augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela, nous pouvons:

- Augmenter les dimensions des postes existants.
- Ajouter des voiles dans la structure.

Le déplacement inter-étages est calculé automatiquement par le logiciel.

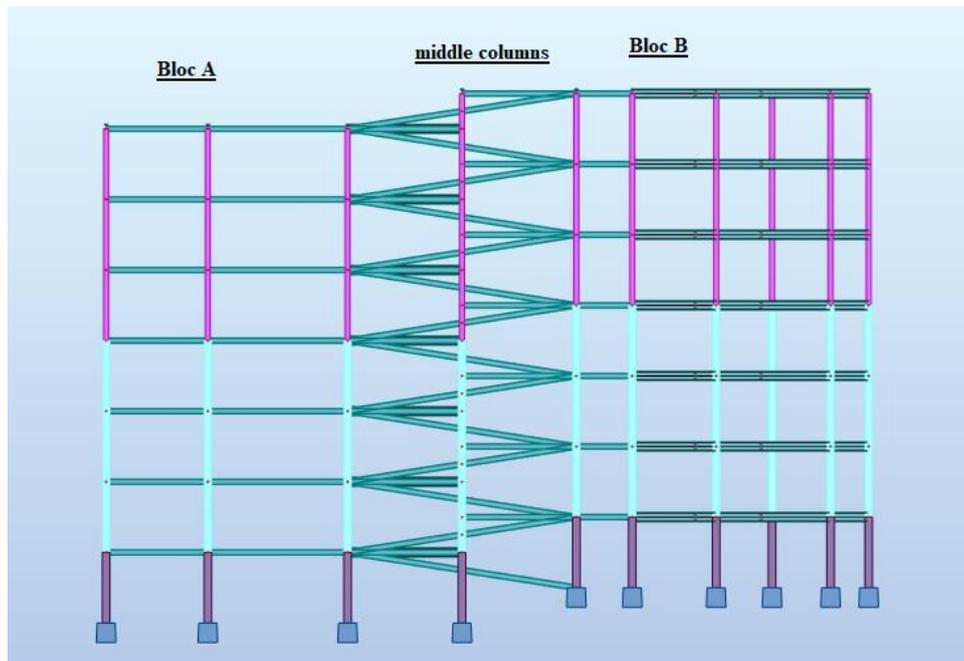


Figure IV.18 : Coupe montrant la différence de niveau dans la structure étudiée.

Dans le cas d'un étage de 2,8 m de hauteur :

Bloc A

Tableau IV.17 : Vérification du déplacement inter-étages pour le Bloc A du modèle initial.

Niveau	Déplacement autorisé inter-étages (cm)	Déplacement inter-étage (x) (cm)	Observation	Déplacement inter-étage (y) (cm)	Observation
1	3,4	9,6	Non vérifié	5,6	Non vérifié
2	2,8	8,8	Non vérifié	5,2	Non vérifié
3	2,8	8,4	Non vérifié	4,8	Non vérifié
4	2,8	8	Non vérifié	4	Non vérifié
5	2,8	7,2	Non vérifié	3,2	Non vérifié
6	2,8	5,6	Non vérifié	2,4	Vérifiée

Bloc B

Tableau IV.18 : Vérification du déplacement inter-étages pour le Bloc B du modèle initial.

Niveau	Déplacement autorisé inter-étages (cm)	Déplacement inter-étage (x) (cm)	Observation	Déplacement inter-étage (y) (cm)	Observation
1	3,4	9,2	Non vérifié	5,2	Non vérifié
2	2.8	8,8	Non vérifié	4,8	Non vérifié
3	2.8	8,4	Non vérifié	4,4	Non vérifié
4	2.8	7,6	Non vérifié	3,6	Non vérifié
5	2.8	6	Non vérifié	2,8	Vérifié
6	2.8	4,8	Non vérifié	2,4	Vérifié

- Observation:
 - Le déplacement inter-étages n'est pas vérifié, la valeur du déplacement est bien plus élevée que la valeur du déplacement admissible inter-étages, cela signifie que notre structure est trop souple.
 - Le 3^{ème} mode de vibration est une torsion.
 - La structure est plus flexible dans la direction X et moins flexible dans la direction Y.

Un contreventement en forme de X est ajouté au modèle initial, comme choix préliminaire que nous avons utilisé :

2UPN300 dans les deux directions X et Y.

La section des poteaux est modifiée pour augmenter la rigidité du bâtiment ; nous avons utilisé :

- HEB 700 pour le 1er et le rez-de-chaussée ;
- HEA 600 pour les 2^{ème} , 3^{ème} étages;
- HEA 500 pour le 4^{ème} , 5^{ème} et le 6^{ème} étage ;

La section des poutres est modifiée, nous avons utilisé des IPE 750.147

IV-5 Modèle final

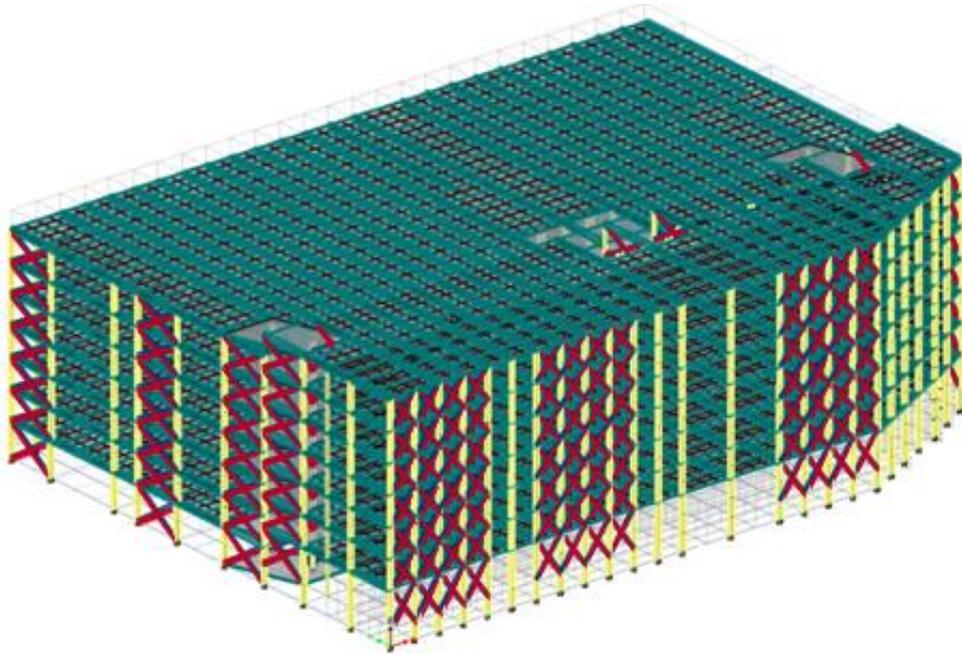


Figure IV.19 : Vue 1 de la 3D Modèle final de la structure sur ETABS.

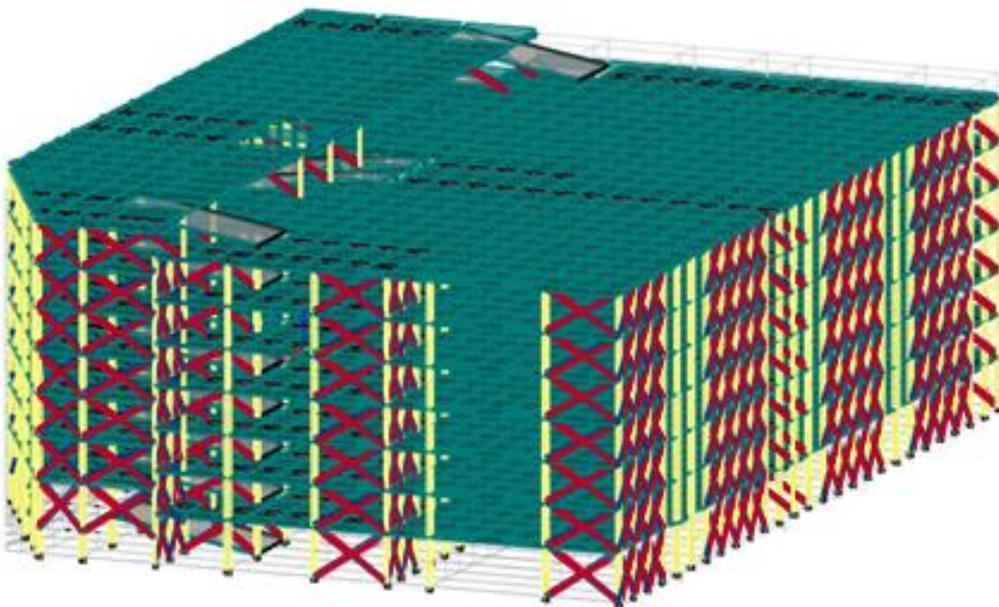


Figure IV.20 : Vue 2 de la 3D Modèle final de la structure sur ETABS.

IV-5-1 Analyse modale

Tableau IV.19 : Résultats dynamiques du modèle final.

Mode	Periode	Masse effective %x	Masse effective % y	Cumul x	Cumul y	Direction
1	0,631	0,0003	0,8265	0,0003	0,8265	Trans par rapport à y
2	0,564	0,7895	0,0002	0,7898	0,8267	Trans par rapport à x
3	0,458	0,0036	0,0098	0,7934	0,8364	Torsion
4	0,204	0	0,1313	0,7934	0,9677	
5	0,174	0,1475	0	0,9409	0,9678	

- Observations:

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- La participation de masse effective dépasse 90 % à partir du 5ème mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèle à l'axe Y de 82,65% de la participation de masse.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à l'axe X de 78,98% de la participation de masse.
- Le troisième mode est un mode de rotation (torsion).
- $T_{analytique} < T_{empirique}$

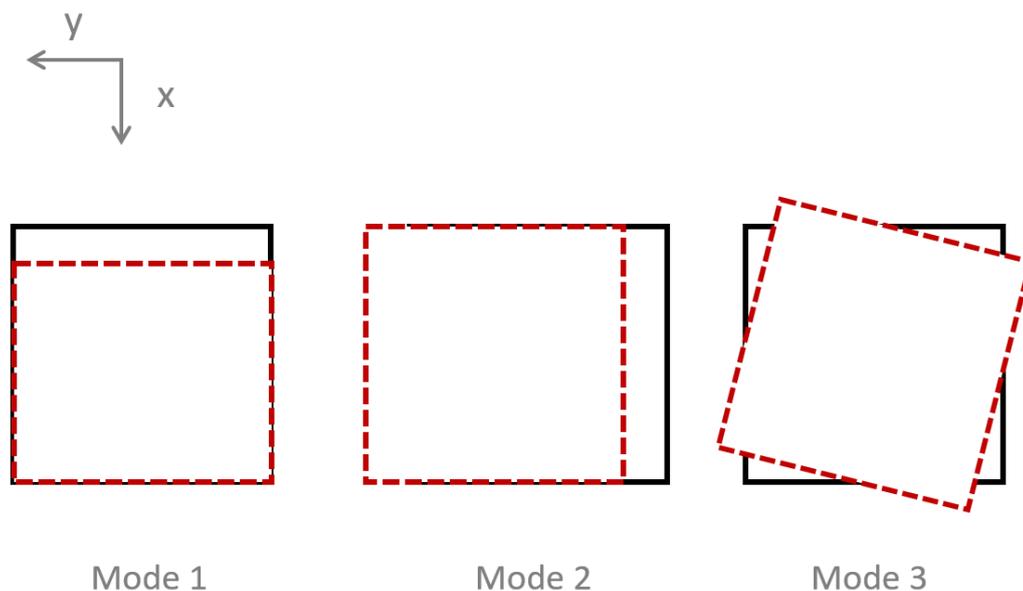


Figure IV.21 : Schéma des trois premiers modes de vibration du modèle final.

IV-5-2 Analyse sismique

IV-5-2-1 Contrôle du cisaillement de la base

Le poids du modèle final est donné par le logiciel : $W = 235062,34\text{kN}$

$$Q_{x,y} = 1.15 ; A = 0.25 ; R_{x,y} = 4 ; D_{x,y} = 2,31$$

La force latérale sera calculée à l'aide de l'expression précédente (5.3)

Tableau IV.20 : vérification du cisaillement de la base du modèle final.

Direction	V(méthode du spectre de réponse)	V_t (méthode de la force latérale)	$0.8 \times V$ (méthode de la force latérale)	$\frac{0.8V}{V_t}$	Observation
x	72731,34	39027,69	31222,15	0,42<1	Pas besoin d'augmenter la force sismique
y	70410,29	39027,69	31222,15	0,44<1	Pas besoin d'augmenter la force sismique

IV-5-2-2 Vérification du déplacement inter-étages :

Bloc A

Tableau IV.21 : Vérification du déplacement inter-étages pour le Bloc B du modèle final.

Niveau	Déplacement autorisé inter-étages (cm)	Déplacement inter-étage (x) (cm)	Observation	Déplacement inter-étage (y) (cm)	Observation
1	3,4	1,6	Vérifiée	2,4	Vérifiée
2	2,8	1,6	Vérifiée	2,0	Vérifiée
3	2,8	2,0	Vérifiée	2,4	Vérifiée
4	2,8	2,0	Vérifiée	2,0	Vérifiée
5	2,8	1,6	Vérifiée	2,0	Vérifiée
6	2,8	1,6	Vérifiée	2,0	Vérifiée

Bloc B

Tableau IV.22 : Vérification du déplacement inter-étages pour le Bloc B du modèle final.

Niveau	Déplacement autorisé inter-étages (cm)	Déplacement inter-étage (x) (cm)	Observation	Déplacement inter-étage (y) (cm)	Observation
1	3,4	2,0	Vérifiée	2,0	Vérifiée
2	2.8	1,6	Vérifiée	2,4	Vérifiée
3	2.8	2,0	Vérifiée	2,0	Vérifiée
4	2.8	1,6	Vérifiée	2,4	Vérifiée
5	2.8	1,6	Vérifiée	1,6	Vérifiée
6	2.8	1,6	Vérifiée	1,6	Vérifiée

- Observation:
 - Le déplacement inter-étages est vérifié pour le Bloc A et B
 - Toutes les conditions imposées par le règlement RPA99V2003 sont vérifiées.

Chapitre 5 : Etude thermique

V-1 Introduction

Selon le règlement BAEL91, on doit vérifier par une étude thermique toute structure ayant une dimension en plan supérieure à 25m et qui est dans les régions sèches et à forte exposition à des variations de température

Etant donné que l'une des dimensions en plan du bâtiment étudié est supérieure à 25m, il est impératif de faire une étude thermique. Donc notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques et des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux.

V-2 Effet de la température

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Etant donné que la température à l'intérieur des bâtiments est uniforme, c'est donc principalement les éléments situés à l'extérieur qui seront les plus concernés par l'étude de l'effet de température

V-2-1 Coefficient de dilatation

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de $7 \text{ à } 12 \cdot 10^{-6}$, il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C.
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ce coefficient est voisin de celui de l'acier qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette circonstance a permis le développement du béton armé.

Pour les ouvrages hyperstatiques soumis à des variations de températures importantes, il est intéressant de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique est le plus faible, on peut obtenir ce résultat en utilisant des adjuvants spéciaux.

V-2-2 Contrainte thermique

La dilatation ou le raccourcissement des éléments porteurs (poteaux, poutres ou voiles), dus aux variations de la température crée des contraintes dans ces éléments.

Si on considère une poutre bi encadrée, soumise à une augmentation de température de t_0 à t , les réactions d'encastrement empêchent toute dilatation thermique, des contraintes de traction ou de compression, apparaissent dans la poutre et leurs valeurs s'obtiennent par la condition d'invariance de la longueur de la poutre sous l'effet de la variation de la température, Sous

l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le raccourcissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha \times l_0 \times \Delta t$$

Sachent que : $\varepsilon = \frac{\Delta L}{l_0}$

Donc : $\varepsilon = \alpha \times \Delta t$

La contrainte est évaluée par la loi de HOOKE qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

$$\text{D'où : } \sigma = E \times \alpha \times \Delta t$$

Avec :

L : variation de la longueur de l'élément.

Δt : variation de la température

α : coefficient de dilatation thermique

L_0 : longueur de la poutre

σ : Contrainte thermique

E : module de Young

On remarque que la variation de la température Δt a donné naissance à une contrainte sachant que les déplacements (allongements, rétrécissements) seront axiaux, la contrainte sera alors elle aussi axiale.

V-2-3 Convention de signe

La contrainte thermique produite par un accroissement de la température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta t > \xrightarrow{\quad} \sigma > 0$ Qui se traduit par une traction (Allongement)

$\Delta t < \xrightarrow{\quad} \sigma < 0$ Qui se traduit par une compression (Raccourcissement)

V-3 Méthode de calcul

La variation de température change selon les régions

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35°C et 15°C
- Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et -20° C
- Pour l'extrême Sud : 50° C et -30° C

Notre bâtiment se situe à Alger donc :

$$\Delta t = -15 - 35 = 50^\circ$$

$$T_{\text{ref}} = 15^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta t = T_{\text{max}} - T_{\text{ref}} = 35 - 15 = 20^{\circ}\text{C}$$

Donc la variation retenue est :

$$T = \alpha \times \Delta t = 1 \times 20 = 20^{\circ}\text{C}$$

Afin de quantifier les efforts induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan, qui sont : $L_x = 65\text{m}$, $L_y = 48\text{m}$, un calcul à la température a été conduit sur la base de :

$$\Delta t = 20^{\circ}\text{C}, \alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$$

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de la température.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel ETABS 17, en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

La sollicitation la plus défavorable est celle de l'ELU :

$$\mathbf{1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T}$$

V-4 Résultats de calcul

Selon les vérifications tirées du fichier résultats du logiciel ETABS 17 nous avons :

La poutre (avec température) :

Tableau V.1 Efforts maximums sur la poutre pour la combinaison thermique

Profil	Matériau	N_{sd}	V_{sd}	M_{sd}
IPE 750.147	S275	58,84	173,23	635,05

V-5 Conclusion

Les efforts donnés par le tableau ci-dessus vont être comparés avec celles qui vont être trouvées par la suite dans le chapitre des vérifications des éléments.

Chapitre 6 : Vérification des éléments

VI. VERIFICATION DES ELEMENTS

VI-1 Introduction

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

VI-2 Vérification des poteaux

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

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

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{CCM97, 5.51})$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$
- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$
- $\chi_{\min} = \min (\chi_y ; \chi_z)$

Exemple de calcul :

Poteau du 4^{ème} étage (HEA500)

Tableau VI.23 : rigidité des éléments.

Éléments	$K_y \text{ cm}^3$	$K_z \text{ cm}^3$
Poteau HEA500 (2,8m)	310607,14	37035,71

Axe y-y

Calcul de η

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_1 = 0,91 \\ \eta_2 = 0,93 \end{array} \right.$$

$$\frac{l_{fy}}{l_0} = \left(\frac{1+0,145 \times (n_1+n_2) - 0,265 \times n_1 \times n_2}{2 - 0,364 \times (n_1+n_2) - 0,247 \times n_1 \times n_2} \right) = 0,92 \quad \rightarrow \quad l_{fy} = 2614 \text{ mm}$$

Axe z-z

Calcul de η

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_1 = 0,97 \\ \eta_2 = 0,97 \end{array} \right.$$

$$\frac{l_{fz}}{l_0} = \left(\frac{1+0,145 \times (n_1+n_2) - 0,265 \times n_1 \times n_2}{2 - 0,364 \times (n_1+n_2) - 0,247 \times n_1 \times n_2} \right) = 0,97 \quad \rightarrow \quad l_{fz} = 2729 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{2614/209,8}{93,9} = 0,14 \quad \bar{\lambda}_y < 0,2 \quad \rightarrow \quad \text{Le flambement n'est pas considéré sur l'axe y-y} \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{2729/72,4}{93,9} = 0,43 \quad \bar{\lambda}_z > 0,2 \quad \rightarrow \quad \text{Risque de flambement sur le plan z-z} \end{array} \right.$$

Calcul de χ_{min}

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1,63 > 1,2 \quad \text{et} \quad t_f = 23 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Donc la courbe de flambement b : $\alpha_y = 0,21$ ET $\alpha_z = 0,34$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y-y : } \phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0,50 \\ \text{Plan z-z : } \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,63 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y-y : } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,5 + \sqrt{0,5^2 - 0,14^2}} = 1 \\ \text{Plan z-z : } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 - 0,43^2}} = 0,91 \end{array} \right.$$

$$\chi_{min} = \chi_z = 0,91$$

- **Vérification**

$$N_{sd \max} = 2870,08 \text{ KN} \quad M_{y, sd \text{ corr}} = 16,08 \text{ KN.m} \quad M_{z, sd \text{ corr}} = 44,01 \text{ KN.m}$$

- Pour $M_{y, sd}$:

$$\beta_{M,y} = 1,8 - 0,7 \Psi \Rightarrow \Psi = \frac{M_1}{M_2} = -0,65$$

$$\beta_{M,y} = 1,8 - 0,7 \times (-0,65) = 2,9$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \longrightarrow 0,14 \times (2 \times 2,9 - 4) + \left(\frac{3949 - 3550}{3550} \right)$$

$$\mu_y = 0,41 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \longrightarrow 1 - \frac{0,41 \times 2870,08 \times 10^2}{1 \times 197,5 \times 10^2 \times 275}$$

$$K_y = 0,97 \leq 1,5$$

- Pour $M_{z,sd}$:

$$\beta_{M,z} = 1,8 - 0,7 \Psi \Rightarrow \Psi = \frac{M_1}{M_2} = -0,05$$

$$\beta_{M,z} = 1,8 - 0,7 \times (-0,05) = 1,83$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad 0,43 \times (2 \times 1,83 - 4) + \left(\frac{1059 - 691,1}{691,1} \right)$$

$$\mu_z = 0,38 \leq 0,90 \quad \longrightarrow$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \longrightarrow 1 - \frac{0,38 \times 2870,08 \times 10^2}{0,91 \times 197,5 \times 10^2 \times 275}$$

$$K_z = 0,97 \leq 1,5$$

$$\frac{2870,08 \times 10^3}{0,91 \times \frac{197,5 \times 10^2 \times 275}{1,1}} + \frac{0,97 \times 16,08 \times 10^6}{\frac{3949 \times 10^3 \times 275}{1,1}} + \frac{0,97 \times 44,01 \times 10^6}{\frac{1059 \times 10^3 \times 275}{1,1}} = 0,81 \leq 1$$

$$M_{sd \max} = 352,92 \text{ KN.m} \quad N_{sd \text{ corr}} = 1550,48 \text{ KN} \quad M_{z \text{ corr}} = 2,41 \text{ KN}$$

$$K_y = 0,99 \quad K_z = 0,98$$

$$\frac{1550,48 \times 10^3}{0,91 \times \frac{197,5 \times 10^2 \times 275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 352,92 \times 10^6}{\frac{3949 \times 10^3 \times 275}{1,1}} + \frac{0,98 \times 2,41 \times 10^6}{\frac{1059 \times 10^3 \times 275}{1,1}} = 0,70 \leq 1$$

$$M_{sd \max} = 59,88 \text{ KN.m} \quad N_{sd \text{ corr}} = 1275,83 \text{ KN} \quad M_{y \text{ corr}} = 47,40 \text{ KN}$$

$$K_y = 0,98 \quad K_z = 0,99$$

$$\frac{1275,83 \times 10^3}{0,91 \times \frac{197,5 \times 10^2 \times 275}{1,1}} + \frac{0,98 \times 47,40 \times 10^6}{\frac{3949 \times 10^3 \times 275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 59,88 \times 10^6}{\frac{1059 \times 10^3 \times 275}{1,1}} = 0,54 \leq 1$$

Les conditions de flambement sont vérifiées pour les poteaux du 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage avec des des HEA 500

Et on continuera les mêmes vérifications pour les autres étages

Tableau VI.24 : Vérification des conditions de flambement des poteaux.

Étage	Cas	Profilé	Nsd (kN)	M _{y,sd} (kN.m)	M _{z,sd} (kN.m)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	K _y	K _z	r	Note < 1
4 ^{ème}	1	HEA500	2870,08	16,08	44,01	0,14	0,43	0,91	0,97	0,97	0,81	Vérifié
	2		1550,48	352,92	2,41	0,14	0,43	0,91	0,99	0,98	0,70	Vérifié
	3		1275,83	47,40	59,88	0,14	0,43	0,91	0,98	0,99	0,54	Vérifié
2 ^{ème}	1	HEA600	3825,18	11,16	36,27	0,12	0,44	0,90	0,96	0,97	0,88	Vérifié
	2		2814,29	327,08	3,43	0,12	0,44	0,90	0,97	0,97	0,80	Vérifié
	3		1532,50	37,70	63,63	0,12	0,44	0,90	0,98	0,99	0,55	Vérifié
RDC	1	HEB700	6246,66	29,26	9,7	0,13	0,56	0,85	0,97	0,93	0,99	Vérifié
	2		4711,04	397,89	35,27	0,13	0,56	0,85	0,98	0,94	0,99	Vérifié
	3		2924,37	37,69	107,05	0,13	0,56	0,85	0,98	0,96	0,74	Vérifié

Tableau VI.25 : Profilés finals des poteaux.

Poteaux	Type
RDC et 1 ^{er} étage	HEB700
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	HEA600
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	HEA500

VI-3 Vérification des poutres principales

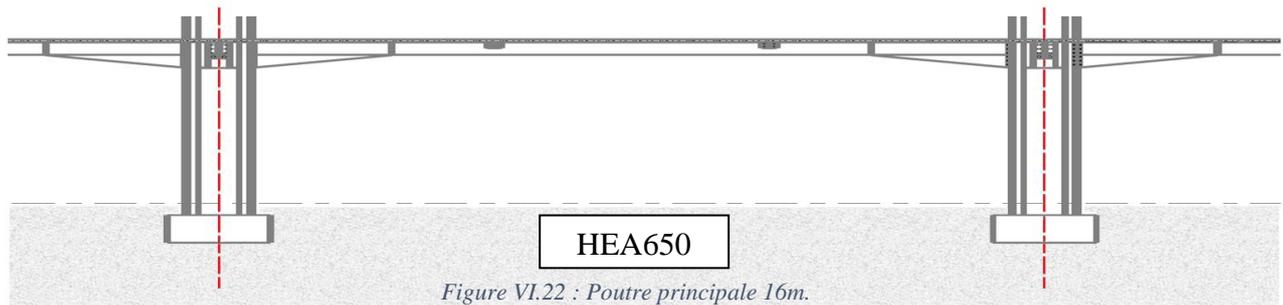


Figure VI.22 : Poutre principale 16m.

Tableau VI.26 : Caractéristiques d'HEA 650.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 650	190	24160	640	300	26	175200	11720	6130	1205	26,93	6,97

On a: $M_{sd} = 722,77 \text{ kN.m}$ $V_{sd} = 782,56 \text{ kN}$

- **Vérifications de la résistance**

$M_{plrd} = 1440,55 \text{ kN.m}$ (Chapitre pré dimensionnement)

$M_{sd} = 722,77 \text{ kN.m} \leq M_{plrd} = 1440,55 \text{ kN.m}$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier :

$V_{sd} = 782,56 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 1400,18 \text{ kN}$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'interaction d'effort tranchant**

$V_{sd} = 782,56 \text{ kN} \leq 0.5 V_{plrd} = 700,09 \text{ kN}$ Condition non vérifiée

On doit donc augmenter la section

Tableau VI.27 : Vérification de la poutre principale.

	M_{sd}	M_{plrd}	V / N.V
IPE750.147	886,003	1709,95	Condition vérifiée
	V_{sd}	V_{plrd}	V / N.V
IPE750.147	899,43	1848,09	Condition vérifiée
	V_{sd}	$0.5V_{plrd}$	V / N.V
IPE750.147	899,43	924,04	Condition vérifiée

VI-4 Vérification des poutres secondaires

On a un IPE 140 :

Tableau VI.28 : Vérification des solives.

	M_{sd}	M_{plrd}	V / N.V
IPE 140	34,45	20,76	Condition non vérifiée
	V_{sd}	V_{plrd}	V / N.V
IPE 140	101,21	103,65	Condition vérifiée
	V_{sd}	$0.5V_{plrd}$	V / N.V
IPE 140	101,21	51,82	Condition non vérifiée

On augmente donc la section des solives

Tableau VI.7 : Vérification des solives après augmentation.

	M_{sd}	M_{plrd}	V / N.V
IPE 200	59,35	60,66	Condition vérifiée
	V_{sd}	V_{plrd}	V / N.V
IPE 200	109,57	222,27	Condition vérifiée
	V_{sd}	$0.5V_{plrd}$	V / N.V
IPE 200	109,57	111,13	Condition vérifiée

VI-5 Vérification des contreventements

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisés par le règlement parasismique algérien **RPA99/2003** sont :

Les palées en X dans ce type de palée,

- **Vérification à la traction**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{trd}$

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad N_{trd} = \frac{7730 \times 275}{1} = 2125,75 \text{ kN}$$

$$N_{SD} = 2046,71 \text{ kN} < NRd = 2125,75 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

- **Vérification a la compression**

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilité (**UPN350**) $N_{sd} = 2130,51 \text{ kN}$

Avec : $N_{brd} = \chi \times \beta \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{2110}{129} = 16,35 \\ \lambda_z = \frac{2110}{27,2} = 77,57 \end{cases}$$

Remarque : Pour les sections en la courbe de flambement est " C ".

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times 0,92} = 0,79 \quad \phi_z = 0,95 \quad \chi_z = 0,66 \leq 1$$

$$N_{brd} = 0,66 \times 1 \times 7730 \times \frac{275}{1,1} = 1250,7 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2130,5 \text{ kN} < N_{brd} = 1250,7 \text{ kN} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section : 2UPN300 (on a ajouté des raidisseurs dans chaque un mètre de la barre afin de diminuer la longueur de flambement.

- **Vérification à la traction**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{trd}$

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad N_{trd} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1} = 3234 \text{ kN}$$

$$N_{SD} = 2422,31 \text{ kN} < N_{Rd} = 3234 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification a la compression**

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilité (2UPN300) $N_{sd} = 2570,39 \text{ kN}$

Avec : $N_{brd} = \chi \times \beta \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{2110}{2 \times 117} = 9,01 \\ \lambda_z = \frac{2110}{2 \times 29} = 36,37 \end{cases}$$

Tableau VI.29 : Effort à la compression de 2UPN300.

χ_y	0,89
Nbrd	2616

$$N_{sd(2UPN300)} = 2570,39 \text{ kN} \leq N_{brd} = 2616 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre 7 : Calcul des assemblages

VII-1 Introduction

Les assemblages représentent une composante essentielle de toute structure et méritent de ce fait une attention particulière, constitués de plusieurs composants, ils permettent de relier entre elles les pièces élémentaires, de formes diverses, constituant une charpente métallique et assurant la solidarisation effective entre elles, ces pièces en question peuvent être des poteaux, poutres, diagonales de contreventement, tirants – ou des matériaux de partition ou d’enveloppe. Ils représentent une fraction significative du coût d’une ossature métallique.

En cas de défaillance d’un assemblage, c’est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause. Les assemblages sont :

VII-2 Généralités

VII-2-1 Modes d’assemblages

Les assemblages sont classés en deux grandes catégories : d’une part, assemblages « mécaniques » : boulons, vis, rivets... et, d’autre part assemblages « adhérents ou cohésifs » comme la soudure, ou le collage...

VII-2-1-1 Le boulonnage

Ce moyen d’assemblage mécanique est le plus utilisé en construction métallique, les boulons peuvent être utilisés en atelier ou sur le chantier. Ils sont assez couramment mis en œuvre. Un boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et un écrou également hexagonal. Les rondelles, freins d’écrou, contre-écrou font partie des accessoires des assemblages. Les jeux dans les trous sont de 1 à 2 mm. Ils travaillent soit en traction, soit au cisaillement. Le serrage d’un boulon ordinaire se fait soit manuellement, soit avec une clé, soit pneumatiquement.

Pour notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR).

Ce type de boulon est principalement utilisé pour assurer la liaison des composants dans des assemblages soumis à des moments de flexion et des efforts tranchants. Le serrage contrôlé de ce type de boulon se fait par une clé dynamométrique (munie d’un appareil de mesure de l’effort). L’assemblage par boulons HR est plus facile à mettre en œuvre sur un chantier que la soudure. Les boulons font l’objet d’une certification en matière de caractéristiques géométriques et mécaniques.

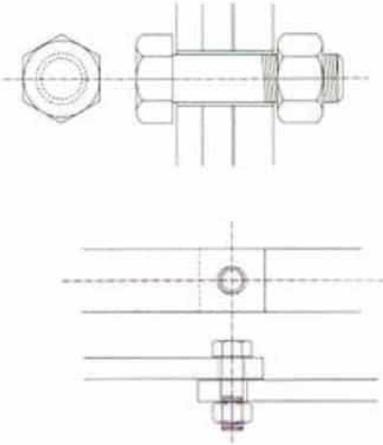


Figure VII.1 : Schéma d'assemblage mécanique par boulon avec écrou.



Figure VII.2 : Structure en profils minces boulonnés. Viaduc espace info à Millau.

Tableau VII.30 : Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

- **Coefficients partiels de sécurité**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1,50$

- **Coefficient de frottement**

Les précautions élémentaires doivent être prises afin d'assurer un bon assemblage par boulons HR, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul, ce qui nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, afin d'éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage...etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

VII-2-1-2 Le soudage

Le soudage consiste à fondre l'acier localement avec ou sans apport de métal (toujours de l'acier) de manière à reconstituer une continuité de la matière aussi parfaite que possible. Le procédé le plus courant en construction métallique est la soudure à l'arc qui utilise la chaleur produite par un arc électrique pour porter l'acier à la température de fusion.

La charpente soudée est plus rigide grâce à ses assemblages, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs mais peut aussi exiger un contrôle a posteriori des pièces assemblées (examen visuel, rayons X...).

Les positions de soudage peuvent s'effectuer pour des pièces :

- À plat bout à bout ;
- À plat superposé ;
- À plat d'angle.

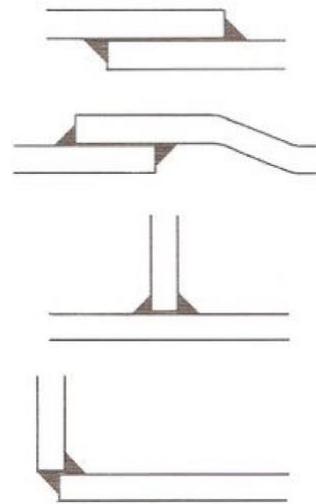


Figure VII.3 : différents types de soudures.

VII-2-2 Fonctionnement des assemblages :

Ces fonctionnements correspondent à trois types de fonctionnement :

- 1-Obstacle : ce type concerne les boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.
- 2-Par adhérence : la transmission des efforts dans ce cas s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.
- 3-Mixte : dans le cas d'un rivetage, sachant que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

➤ Dans ce chapitre, cinq (05) types d'assemblage seront traités qui sont:

- Assemblage Poutre principale - Solive.
- Assemblage Poteau- Poutre principale.
- Assemblage Poteau – Poteau
- Assemblage Pied de poteau.
- L'assemblage au gousset.

VII-3-a Assemblages poutre principale – solive

VII-3-a-1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

Poutre IPE 750.147 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 743 \text{ mm} ; b = 265 \text{ mm} ; t_f = 17 \text{ mm} ; t_w = 13,2 \text{ mm} \\ A = 187,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• Solive IPE 200 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 200 \text{ mm} ; b = 100 \text{ mm} ; t_f = 8,5 \text{ mm} ; t_w = 5,6 \text{ mm} \\ A = 28,48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• L'effort tranchant :

$$V_{sd} = 109,57 \text{ kN}$$

VII-3-a-2 Dimensionnement de l'assemblage :

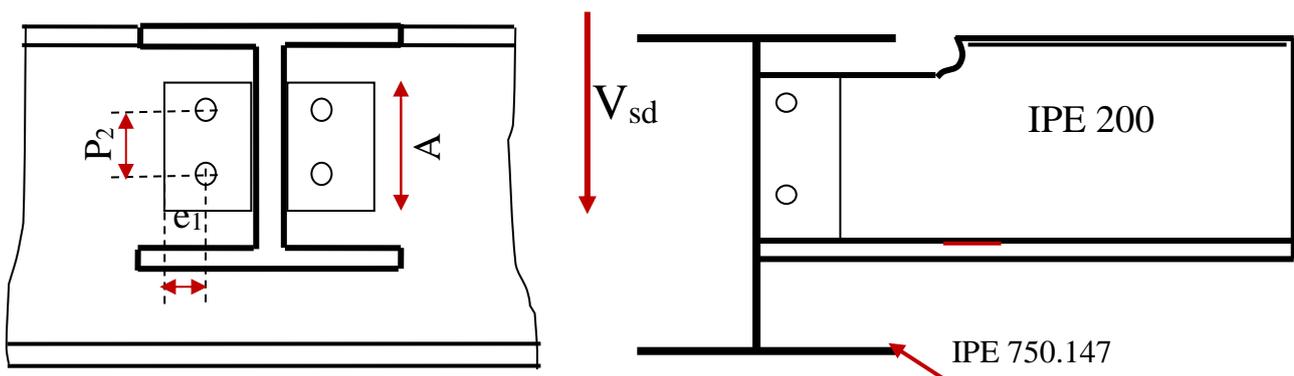


Figure VII.4 : schémas d'assemblage solive-poutre (IPE200-IPE750.147)

Le choix des boulons :

On choisit **4 boulons** de **16mm** de diamètre (**M16**) de classe **6,6**

$$\text{M16} \Rightarrow d = 16 \text{ mm} \quad d_0 = 18 \text{ mm}$$

• **Disposition constructive des boulons** : (EC3.art.6.5.1.4)

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \max (12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 22,6 \leq e_1 \leq 204 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min (14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \max (12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 27 \leq e_2 \leq 204 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min (14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 54 \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

• **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement** :

Il faut vérifier que : $F_{vrd} > V_{sd}$

$$F_{vrd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \quad (\text{EC.tab.6.5.3})$$

$$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad : A_s = 157 \text{ mm}^2$$

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

$$F_{vrd} = 0,6 \times 600 \times \frac{157}{1,25} = 45,21 \text{ KN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 45,21 = 180,84 \text{ kN} > V_{sd} = 109,57 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée.

• **Vérification de la pression diamétrale** :

On a une cornière de **120 × 120 × 12**

Il faut vérifier que : $F_{vrd} > F_b$

$$F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} \quad (\text{EC3.tab.6.5.3})$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad d_0 = 18 \text{ mm}; t = 10 \text{ mm}; \gamma_{Mb} = 1,25; f_u = 360 \text{ N/mm}^2; e_1 = 35 \text{ mm};$$

$$p_1 = 70 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,64; 1,29; 1,11; 1) = 0,64$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,74 \times 360 \times 16 \times \frac{10}{1,25} = 85,25 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{4} = 27,39 \text{ kN} < F_{brd} = 85,24 \text{ kN}$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

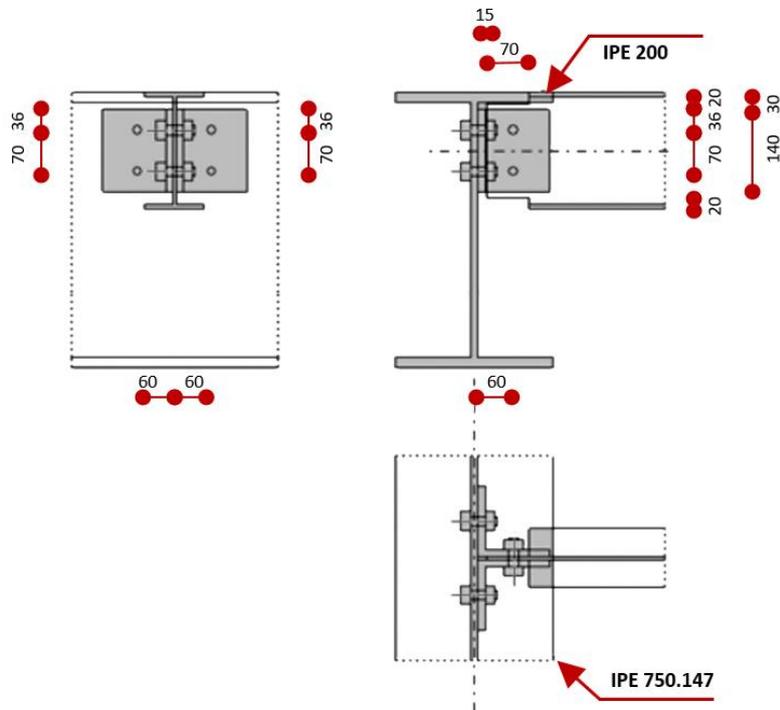


Figure VII.5 : Disposition d'assemblage poutre-solive constructive.

VII-3-b Assemblage Poteau – Poutre principale

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de classe 10.9 avec un diamètre de $d = 20 \text{ mm}$

On fixe l'épaisseur de la platine à $t = 40 \text{ mm}$, avec un acier de S235

Sollicitation de calcul

On calculera l'assemblage le plus sollicité avec les efforts suivants :

$$M = 886,00 \text{ kN.m}$$

$$V = 899,43 \text{ kN}$$

Le calcul des assemblages sera fait à partir du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

- (Voir les résultats et la note de calcul dans les annexes VII-3-b')

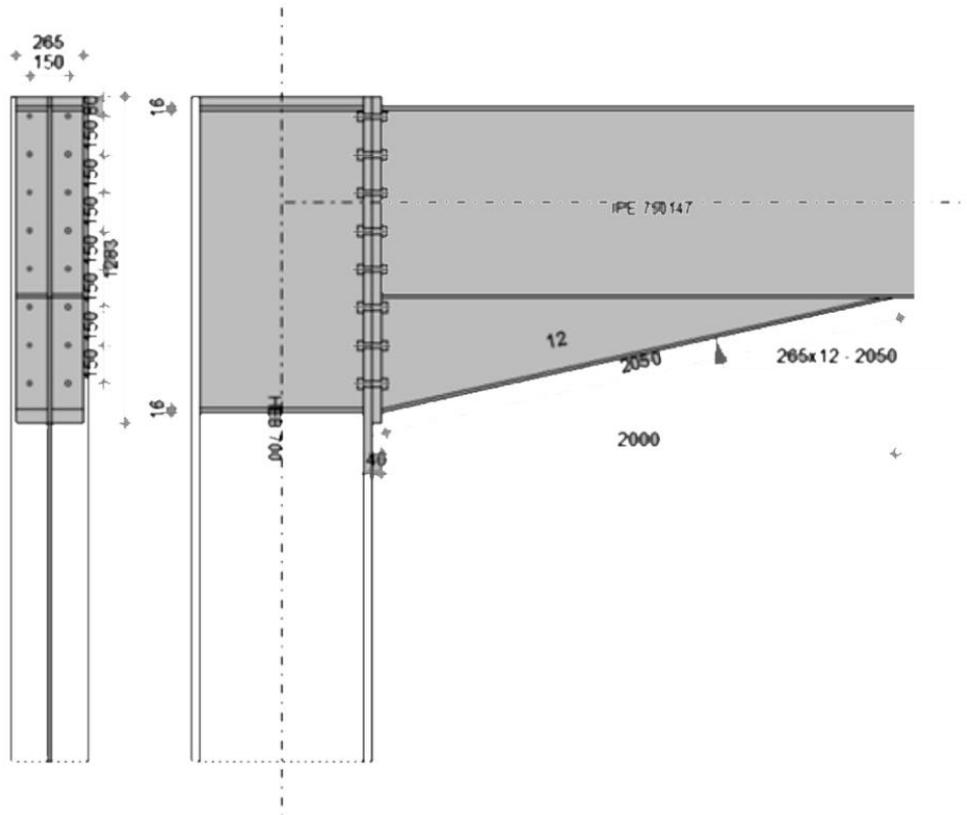


Figure VII.6 : Disposition d'assemblage poteau-poutre principale.

VII-3-c Assemblage Poteau HEB 700 – Poteau HEB 700

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de classe 10.9 avec un diamètre $d = 20$ mm pour les éclisses, et d'une soudure pour la plaque de l'âme qui sera d'une épaisseur de 20 mm

Le calcul se fera à partir du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

- (Voir les résultats et la note de calcul dans les annexes VII-3-c')

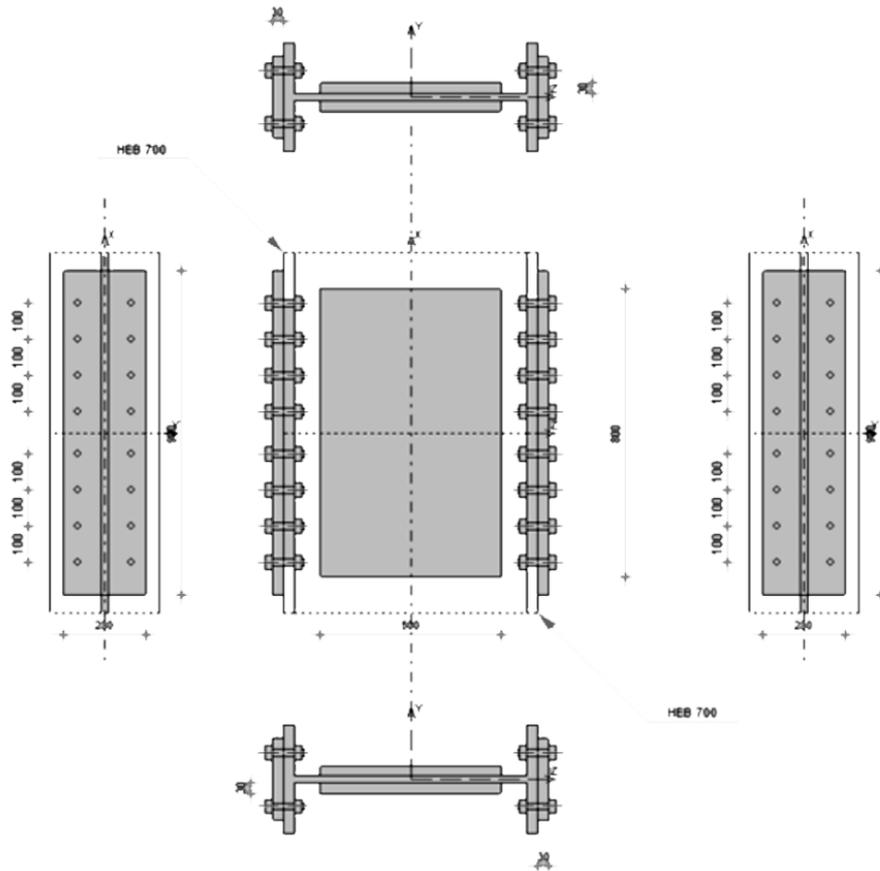


Figure VII.7 : Disposition d'assemblage poteau HEB 700- poteau HEB 700

VII-3-d Assemblage Poutre principale – Poutre principale

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons normaux de classe 6,6 avec un diamètre $d = 20$ mm pour les éclisses, et d'une soudure pour la plaque de l'âme qui sera d'une épaisseur de 20 mm

Le calcul se fera à partir du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

- (Voir les résultats et la note de calcul dans les annexes VII-3-d')

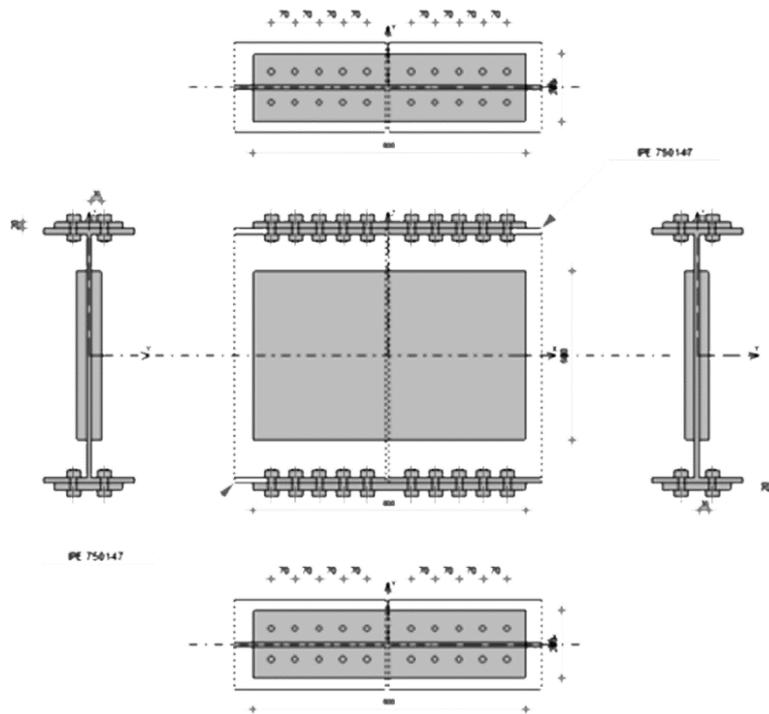


Figure VII.8 : Disposition d'assemblage poutre principale-poutre principale.

VII-3-e Assemblage pied de poteau

➤ (Voir les résultats et la note de calcul dans les annexes VII-3-e')

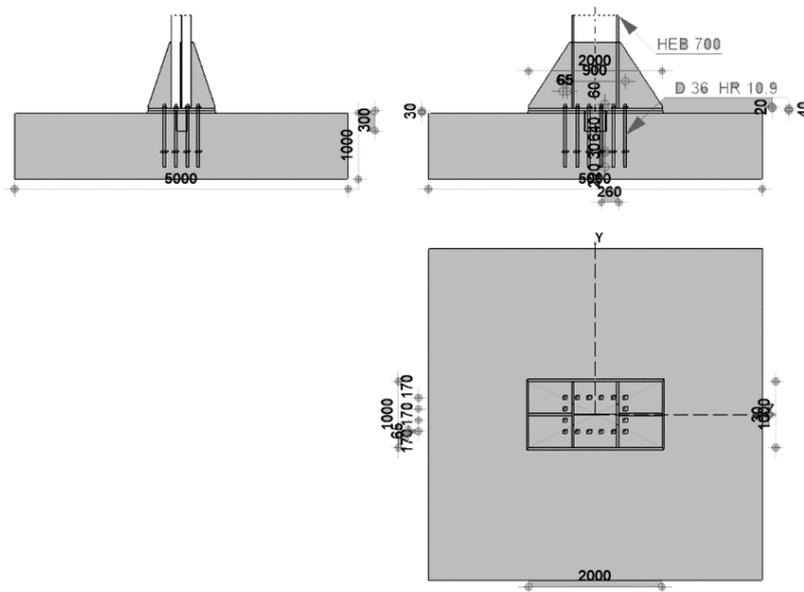


Figure VII.9 : Disposition d'assemblage pied de poteau.

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

VIII-1 Introduction

Si on se réfère à l'étymologie, une infrastructure est une « construction inférieure », au sens « du dessous ». Il s'agit de la partie enterrée porteuse d'une structure composée d'ouvrages ou d'équipements, cette dernière supporte les charges de la superstructure et les transmet au sol.

Leur transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Une bonne conception et réalisation découlent de la bonne tenue de l'ensemble, la superstructure donc, constitue la partie la plus importante de l'ouvrage.

VIII-2 Combinaisons de calcul

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes qui se basent sur le **RPA99 Version 2003 (Article 10.1.4.1)** :

1) $G + Q \pm E$

2) $0.8 G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

VIII-3 Choix du type de fondations

Pour choisir le type de fondations pour un ouvrage, il faut connaître la **nature du sol** et la **suite des couches de terrains** qui se superposent ainsi que le **niveau de l'eau** dans le sol et pour la construction il faut connaître sa **descente des charges** c'est-à-dire les poids et les surfaces qui se poseront sur le sol et la **distance entre axes des poteaux**.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2 bars.

VIII-4 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s$

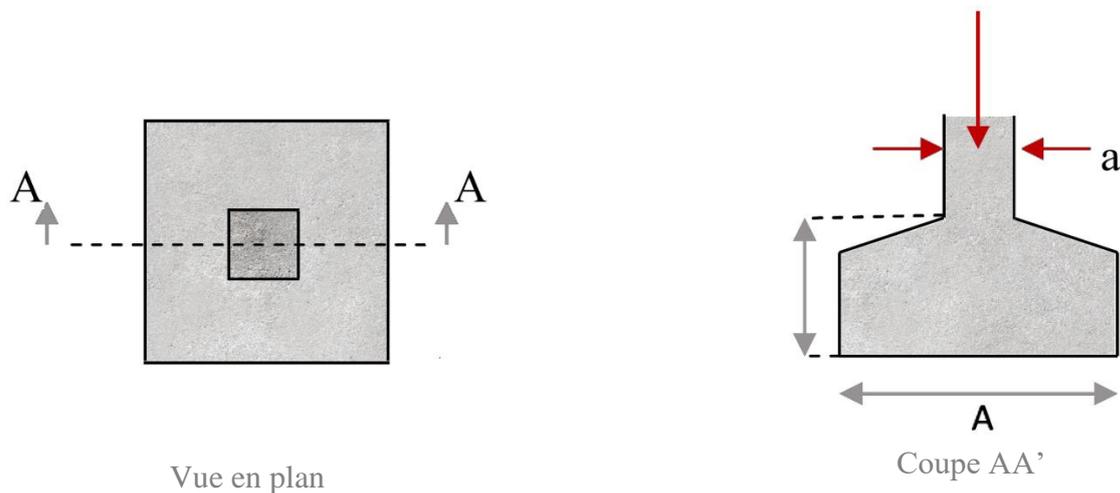


Figure VIII.23 : Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel ETABS
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = a \times b$.

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{B}{b} a$$

Avec :

$$N_s = 3745,76 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_s = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_s \times a}} = \sqrt{\frac{3745,76 \times 0,3}{200 \times 0,7}} = 2,83 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,5m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VIII-5 Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 26 poteaux.

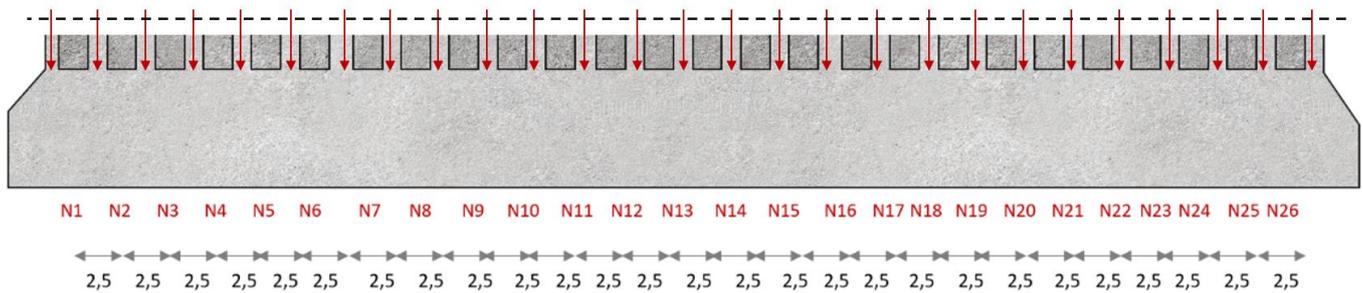


Figure VIII.24 : Schéma d'une semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ». (ELS)

$$\sum N_i = 34573,48 \text{ KN avec : } L = 65 \text{ m}$$

$$\frac{N}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_s} \Rightarrow B \geq \frac{34573,48}{65 \times 200} = 2,65 \text{ m}$$

On prend $B = 2.7 \text{ m} \rightarrow$ Pas de chevauchement alors on opte pour la semelle filante.

VIII-5-1 calcul de la surface de la semelle filante

$$S = \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_s} = \frac{34573,48}{200} = 172,86 \text{ m}^2$$

- Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation

suivante : $h_t = d + d'$

Avec :

- d' : enrobage des armatures ; $d' = 5 \text{ cm}$.
- d : hauteur utile qui doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{4}$

$$d = 0.6 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad h_t = 0,05 + 0.6 = 0.65\text{m}.$$

On opte pour **$h=65 \text{ cm}$** .

VIII-5-2 Vérification en tenant compte du poids de la semelle

La semelle soumise a son poids propre et le poids de la superstructure.

$$N_{\text{Total}} = N_{\text{(superstructure)}} + N_{\text{(infrastructure)}}.$$

Avec :

$$N_{\text{(superstructure)}} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par les poteaux}$$

$$N_{\text{(infrastructure)}} = N_{\text{(avant poteau)}} + N_{\text{(semelle)}}$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{\text{(superstructure)}} = 34573,48 \text{ kN}.$$

$$N_{\text{(semelle)}} = \gamma_b \times S_s \times h_t$$

Avec :

$$S_s: \text{surface de la semelle ; } S = 65 \times 2,7 = 175,5\text{m}^2$$

$$h_t : \text{hauteur totale de la semelle ; } h_t = 0,4 \text{ m}$$

$$N_{\text{(semelle)}} = 25 \times 175,5 \times 0.65 = 2851,87 \text{ kN}$$

$$N_{\text{(avant poteau)}} = \gamma_b \times S_{\text{ap}} \times h \times n$$

Avec :

$$S_{\text{ap}}: \text{surface transversale de l'avant-poteau ;}$$

$$h: \text{hauteur de l'avant-poteau ; } h = 1 \text{ m}.$$

$$n: \text{nombre de poteaux revenant à la semelle ; } n = 26 \text{ poteaux}.$$

$$N_{\text{(avant-poteau)}} = 25 \times 0.3 \times 0.7 \times 1 \times 26 = 136,5 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Total}} = 37561,85 \text{ KN}.$$

VIII-5-3 Vérification de la contrainte

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \frac{37561,85}{175,5} = 0.214 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0.2 \text{ MPa}$$

On voit que la contrainte de la semelle est supérieure à la contrainte de sol, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VIII-6 Etude du radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

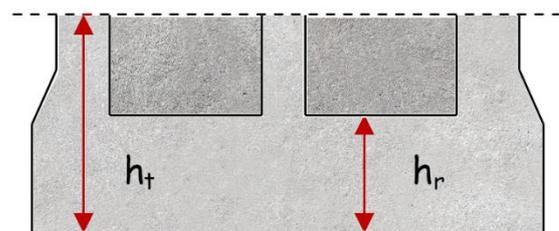


Figure VIII.25 : Schéma dimension du radier

VIII-6-1 Pré-dimensionnement

➤ Condition de coffrage

h_t : hauteur des nervures

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 16\text{m}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{1600}{10} = 160 \text{ cm} \\ h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{1600}{20} = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ La condition de raideur (rigidité)

$$\geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Pour un radier rigide, il faut que : $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$ et ; L_e

Avec :

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN / m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\text{Donc : } h_t = 3,5 \text{ m}$$

A partir des deux conditions (condition de coffrage et condition de raideur) on prend le max :

$$h_t = 3,5 \text{ m}$$

$$I = 1,07 \text{ m}^2, \quad L_e = 10,33 \text{ m.}$$

Vérification de condition : $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$

$$\frac{\pi}{2} \times 10,33 = 16,23 \text{ m} \geq L_{\max} = 16 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

➤ La surface du radier

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{228249,11}{200} = 1141,24 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est $S_{\text{bat}} = 3024 \text{ m}^2$

Donc on adopte : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 3024 \text{ m}^2$.

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 350 \text{ cm}$.

Hauteur de la table du radier $h_r = 80 \text{ cm}$.

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S = 3024 \text{ m}^2$

VIII-6-2 Les vérifications

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteaux le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (70×30) cm^2 , le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 3.5 = 4.2 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.3 + 3.5 = 3.8 \text{ m} \end{cases}$$

$$U_c = 2 \times (A+B) = 16 \text{ m}$$

$$N_d = 9,10 \text{ MN} < 0.045 \times 16 \times 3,5 \times 25/1.5 = 42 \text{ MN}$$

Condition vérifiée.

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

-sens x-x :

$$\sigma_{max} = 0,14 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{min} = -0,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0,1 \text{ MPa} \leq 0,2 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

-sens y-y :

$$\sigma_{max} = 0,1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{min} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0,08 \text{ MPa} \leq 0,2 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots(1)$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$ du radier

$$V_u = \frac{Nu \times L_{max} \times b}{2 \times S}$$

$$V_u = \frac{315537,10 \times 16 \times 1}{2 \times 3024} = 834,75 \text{ KN}$$

D'après (1) :

$$d \geq \frac{V_u}{1 \times \tau} = 0.33 \text{ cm}$$

On prend : $d = 0.4\text{m}$

$$\tau_u = \frac{834,75 \times 10^{-3}}{0.4 \times 1} = 2,08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

VIII-6-3 Ferrailage du radier

- **Ferrailage de la dalle**

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N}{S}$$

N_u : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$N_u = N_{u\text{cal}} + 1.35 (N_{\text{rad}} + N_{\text{ner}})$$

Avec :

$$N_{u\text{cal}} = 315537,10 \text{ KN}$$

$$N_{\text{rad}} = \gamma_b \times S_r \times h_r = 25 \times 3024 \times 0.8 = 60480 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ner}} = \gamma_b \times b_n \times h_n \times L_n = 25 \times 0.7 \times 3,5 \times 1638 = 100327,5 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{532627,22}{3024} = 176,13 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_y = 16 - 0,7 = 15,3 \text{ m}, L_x = 2,5 - 0,3 = 2,2 \text{ m}.$$

$$\rho = L_x / L_y = 2,2 / 15,3 = 0,14 < 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,8) \text{ m}^2$

- **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0,4$

La valeur minimale des armatures est :

$$\text{Pour } h=40\text{cm} > 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0,4 \left\{ \begin{array}{l} A_x^{\text{min}} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h \\ A_y^{\text{min}} = \rho_0 b h \end{array} \right.$$

$\rho_0 = 0,0008$

Remarque:

Le calcul se fera d'après le BAEL 91 modifié 99 dans un seul sens comme étant une poutre continue

Les résultats du ferrailage fait grâce au logiciel SOCOTEC et sont résumés dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.31 : Section d'armature du radier.

Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{br} de barres
Dans les deux sens	-102,15	3,94	9,15	12,06	6HA16

• A L'ELS

$$N_s = N_{scal} + N_{rad} + N_{ner} = 118908.74KN$$

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{389056,61}{3024} = 128,65 \text{ KN/m}^2$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau qui suit:

Tableau VIII.32 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	Ms(KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$	obs	$\delta_s \leq \bar{\delta}_s$
Travée	77,42	14	426666,66	1,37 < 15	Vérifiée	-91,3 > 201,6

• Vérification des espacements

Selon x-x :

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min}(2.5 h_r ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon y-y :

$$S_t = 16 < \min (3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

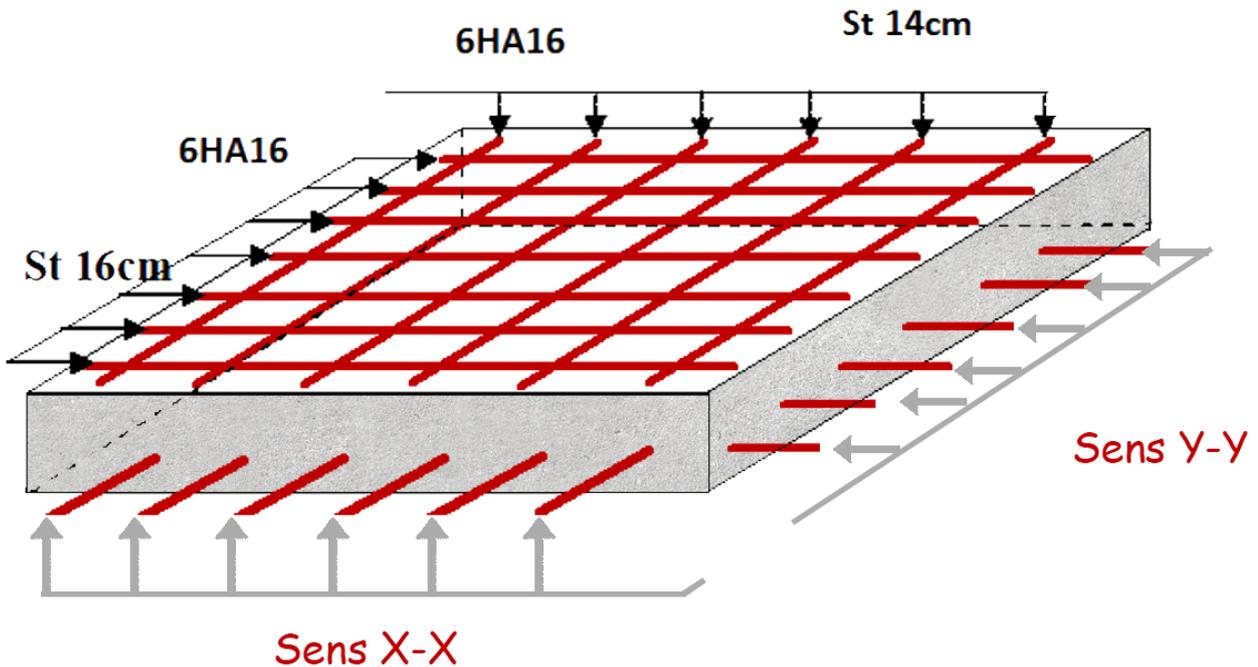


Figure VIII.26 : Schéma de ferrailage du radier.

VIII-7 Etude des nervures

VIII-7-1 Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Charge trapézoïdale

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3} \right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Charge triangulaire

$$\text{travée.} \left\{ \begin{array}{l} q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \\ q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \end{array} \right. \quad \text{Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même}$$

$$q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \quad \text{Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Avec :

- q_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- q_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.
- P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

• Calcul du chargement :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = \frac{Nu}{S} = \frac{46929,41}{45,5} = 1031,41 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{Ns}{S} = \frac{33942,41}{45,5} = 745,98 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

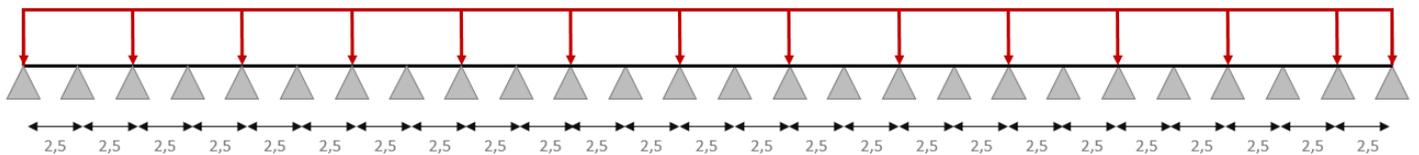


Figure VIII.27 : Schéma statique de la nervure selon X-X.

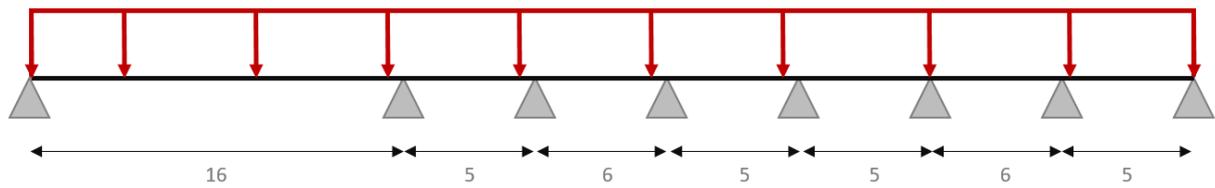


Figure VIII.28 : Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (0,7 \times 3,5) \text{ m}^2$

$$\rho_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times h$$

En utilisant le logiciel SOCOTEC on a les résultats qui suivent :

Tableau VIII.33 : Section d'armature des nervures.

Localisation	M(KN.m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	N ^{br} de barres
Appui	-569,09	4,75	73,5	47,12	15HA20
Travée	250,40	2,09	73,5	31,42	15HA20

- A l'ELS :

$$P_s = 745,98 \text{ Kn/m}^2$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau qui suit:

Tableau VIII.34 : Vérification des contraintes à l'ELS ;

Localisation	$M_s(\text{KN.m})$	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$	obs	$\delta_s \leq \bar{\delta}_s$
Appui	-420,43	69	2501041,66	0,46 < 15	Vérifiée	6,33 < 201,6
Travée	184,99	69	2501041,66	0,2 < 15	Vérifiée	-12,1 < 201,6

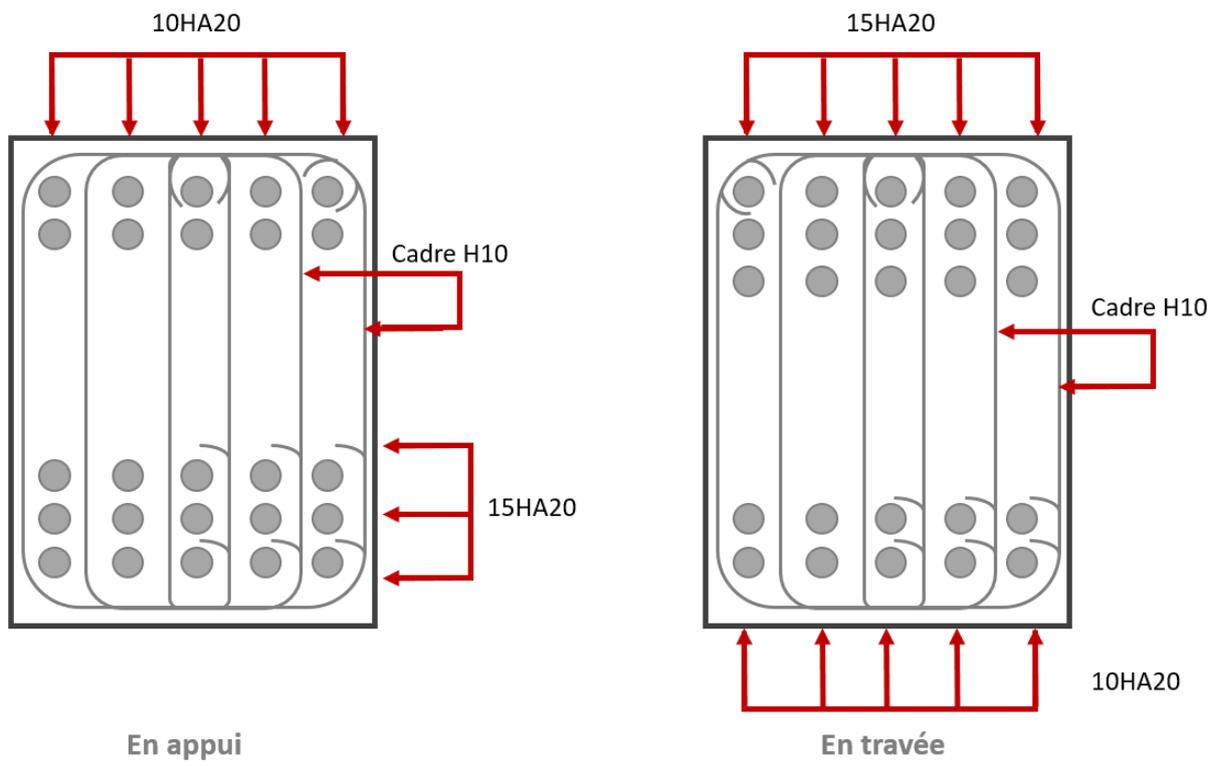


Figure VIII.29 : Schéma de ferrailage des nervures.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis de faire le lien entre les acquis universitaires que nous avons amassé au cours de notre cursus universitaire et la pratique, mais aussi d'acquérir de nouvelles connaissances importantes dans le domaine de la construction métallique, il fut notre premier pas vers le travail d'ingénieur en génie civil, ce dernier nous a permis d'améliorer notre maîtrise des logiciels à savoir ETABS et Robot Structural Analysis mais aussi des différentes règles de calcul et de conception qu'on retrouve dans les règlements tels que le RPA 99/2003, les Eurocodes ainsi que le D.T.R

Cette étude nous a permis de conclure que :

- Pour faciliter l'analyse dynamique on doit réaliser un pré dimensionnement bien réfléchi
- La maîtrise des logiciels de calcul est primordiale pour gagner du temps et avoir des résultats qui sont justifiés et proches du réel
- L'analyse dynamique est une étape hyper importante dans la conception parasismique des structures, car grâce à cette étape des modifications peuvent être apportées aux éléments structuraux
- Les actions les plus défavorables sont souvent dues au poids de la structure ou alors aux charges d'exploitation
- L'acier permet de réaliser des grands ouvrages constitués de poutres qui ont de très grandes portées
- La disposition des palées de stabilité est très importante dans le comportement de la structure
- La modélisation grâce au logiciel ETABS 17 nous a permis un gain de temps important et nous a beaucoup facilité le calcul dynamique et grâce à cette modélisation nous avons pu avoir une meilleure approche de la réalité
- Ce projet nous a familiarisé avec les notions de calcul et méthodologies de dimensionnement et de ferrailages des fondations.
- Cette dernière aventure au sein de l'université nous a permis d'échanger entre futurs ingénieurs ainsi que d'être en contact avec plusieurs professionnels dans le domaine du bâtiment et de coordonner entre différentes parties, ce qui fut une véritable chance d'un début d'immersion dans le milieu professionnel.

Enfin, l'objectif final de ce projet est l'obtention d'une structure résistante et qui garantit avant tout la sécurité des vies humaines.

Bibliographie et Webographie

Bibliographie

1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION,
2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013
3. Eurocodes (3) et (4) et document d'application nationale. Jacques Brozzetti. Eyrolles, 1996.
4. Eurocode (1) : Bases de calcul et action sur les structures et document d'application nationale. *Mathez, 1997.*
5. B.A.E.L 91 : Le béton armé aux états limites. Eyrolles, 1997.
6. Règles de conception et de calcul des structures en Acier. Document Technique
7. Réglementaire CCM 97, Ministère de l'habitat et de l'urbanisme.
8. Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique
9. ALIOUA Amina, 2018, étude et dimensionnement d'un parking en charpente métallique. Université de Tlemcen
10. LALOU Kamila, 2012, étude d'un parking à étage en construction métallique. Université de Bejaia
11. Mémotech structures métalliques (du CAP au BTS filières structures métalliques), A. Capliez

Webographie

12. https://www.ensh.dz/index.php?option=com_content&view=article&id=3476
13. <https://www.lemoniteur.fr/article/une-infrastructure-de-batiment-digne-d-un-ouvrage-de-genie-civil.1495144>
14. <https://www.universalis.fr/encyclopedie/constructions-metalliques/2-les-systemes-d-assemblage/>
15. <https://www.construiracier.fr/technique/solutions-constructives/structures/assemblages/>

ANNEXES

NOTES DE CALCUL DES
ASSEMBLAGES

VII-3-b' Note de calcul de l'assemblage Poteau – Poutre principale

Geométrie

POTEAU

Profilé:	HEB 700		
a =	-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	[cm ²]	Aire de la section du poteau
I _{xc} =	256888,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
f _{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:	IPE 750.147		
a =	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h _b =	753	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b _r =	265	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t _{wb} =	13	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t _{fb} =	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r _b =	17	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
r _b =	17	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A _b =	187,49	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
I _{xb} =	166064,00	[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 =	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
F _{tRd} =	176,40	[kN]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n _v =	8		Nombre de rangées des boulons
h ₁ =	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e _i =	150	[mm]	
Entraxe p _i =	150;150;150;150;150;150;150	[mm]	

PLATINE

h _p =	1283	[mm]	Hauteur de la platine
b _p =	265	[mm]	Largeur de la platine
t _p =	40	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24		
f _{yp} =	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

w _d =	265	[mm]	Largeur de la platine
t _{fd} =	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
h _d =	450	[mm]	Hauteur de la platine
t _{wd} =	12	[mm]	Epaisseur de l'âme

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	265	[mm]	Largeur de la platine
$l_d =$	2000	[mm]	Longueur de la platine
$a =$	12,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	636	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	142	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	16	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	636	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	142	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	16	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	12	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	12	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	12	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas:	Calculs manuels		
$M_{b1,Ed} =$	886,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	899,43	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	3,87	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	115,60	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	4439,25	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	29,26	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	87,47	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	6246,66	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	159,41	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / g_{M0}$			
$V_{cb,Rd} =$	2531,02	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,36 < 1,00	vérifié	(0,36)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 5110,04 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 1405,26 \text{ [kN*m]}$ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 7465,61 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 2053,04 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2053,04 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

$h_f = 1188 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 1727,64 \text{ [kN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$b = 0,0 \text{ [Deg]}$ Angle entre la platine d'about et la poutre

$g = 12,7 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 259 \text{ [mm]}$ Largeur efficace de l'âme à la compression

$A_{vb} = 105,41 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement

$w = 0,94$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement

$\sigma_{com,Ed} = 182,73 \text{ [MPa]}$ Contrainte de compression maximale dans l'âme

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression

$F_{c,wb,Rd1} = [w k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(g) / \sin(g - b)$

$F_{c,wb,Rd1} = 3913,94 \text{ [kN]}$ Résistance de l'âme de la poutre

Flambement:

$d_{wb} = 685 \text{ [mm]}$ Hauteur de l'âme comprimée

$l_p = 1,08$ Elancement de plaque

$r = 0,76$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément

$F_{c,wb,Rd2} = [w k_{wc} r b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(g) / \sin(g - b)$

$F_{c,wb,Rd2} = 2962,68 \text{ [kN]}$ Résistance de l'âme de la poutre

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 1093,13 \text{ [kN]}$ Résistance de l'aile du renfort

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 1093,13 \text{ [kN]}$ Résistance de l'âme de la poutre

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 886,00 \text{ [kN*m]}$ Moment fléchissant dans la poutre droite

$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]}$ Moment fléchissant dans la poutre gauche

$V_{c1,Ed} = 115,60 \text{ [kN]}$ Effort tranchant dans le poteau inférieur

$V_{c2,Ed} = 87,47 \text{ [kN]}$ Effort tranchant dans le poteau supérieur

$z = 1082 \text{ [mm]}$ Bras de levier

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 804,90 \text{ [kN]}$ Panneau d'âme en cisaillement

$A_{vs} = 137,10 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de cisaillement de l'âme du poteau

$A_{vc} = 137,10 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement

$d_s = 1187 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs

$M_{pl,fc,Rd} = 21,12 \text{ [kN*m]}$ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion

$M_{pl,stu,Rd} = 4,51 \text{ [kN*m]}$ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion

$M_{pl,sti,Rd} = 4,51 \text{ [kN*m]}$ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion

$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 2002,27 \text{ [kN]}$ Résistance du panneau d'âme au cisaillement

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,40 < 1,00$ vérié (0,40)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 17$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau
 $b_{eff,c,wc} = 421$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression
 $A_{vc} = 137,10$ [cm²] Aire de la section au cisaillement
 $w = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement
 $s_{com,Ed} = 0,00$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression
 $A_s = 45,28$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme
 $F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} + A_s f_{ys} / g_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 2756,06$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

Flambement:

$d_{wc} = 582$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée
 $l_p = 0,98$ Elancement de plaque
 $r = 0,81$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément
 $l_s = 6,53$ Elancement du raidisseur
 $c_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur
 $F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1} + A_s c_s f_{ys} / g_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 2435,83$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 2435,83$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

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	45	-	75	-	150	282	359	282	359	291	298	291	298
2	45	-	75	-	150	282	273	273	273	300	150	150	150
3	45	-	75	-	150	282	273	273	273	300	150	150	150
4	45	-	75	-	150	282	273	273	273	300	150	150	150
5	45	-	75	-	150	282	273	273	273	300	150	150	150
6	45	-	75	-	150	282	273	273	273	300	150	150	150
7	45	-	75	-	150	282	273	273	273	300	150	150	150
8	45	-	75	-	150	282	278	278	278	291	216	216	216

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	55	-	58	-	150	344	439	344	439	322	368	322	368
2	55	-	58	-	150	344	291	291	291	300	150	150	150
3	55	-	58	-	150	344	291	291	291	300	150	150	150
4	55	-	58	-	150	344	291	291	291	300	150	150	150
5	55	-	58	-	150	344	291	291	291	300	150	150	150
6	55	-	58	-	150	344	291	291	291	300	150	150	150
7	55	-	58	-	150	344	291	291	291	300	150	150	150
8	55	-	58	-	150	344	291	291	291	322	221	221	221

- 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

- m – Distance du boulon de l'âme
 $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
 $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 176,40$ [kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 586,30$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$	– résistance de la semelle du poteau à la flexion	
$F_{t,wc,Rd}$	– résistance de l'âme du poteau à la traction	
$F_{t,ep,Rd}$	– résistance de la platine fléchie à la flexion	
$F_{t,wb,Rd}$	– résistance de l'âme à la traction	
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$		
$F_{t,wc,Rd} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / gM0$		
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$		
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / gM0$		

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	352,80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau – traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 1225,04$	1225,04	Ame du poteau – traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 352,80$	352,80	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 1250,41$	1250,41	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 1172,59$	1172,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/b} = 2002,27$	2002,27	Panneau d'âme – compression
$F_{c,wc,Rd} = 2435,83$	2435,83	Ame du poteau – compression
$F_{c,fb,Rd} = 1727,64$	1727,64	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} = 1093,13$	1093,13	Ame de la poutre – compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	352,80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau – traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 1192,00$	1192,00	Ame du poteau – traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1056,94$	1056,94	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 1172,59$	1172,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/b} - \sum_1^1 F_{ii,Rd} = 2002,27 - 352,80$	1649,47	Panneau d'âme – compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2435,83 - 352,80$	2083,03	Ame du poteau – compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1727,64 - 352,80$	1374,84	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1093,13 - 352,80$	740,33	Ame de la poutre – compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 705,60 - 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1880,35 - 352,80$	1415,22	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 705,60 - 352,80$	352,80	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1880,35 - 352,80$	1527,55	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$	
$F_{t2,Rd} = 307,06$ [kN]	Résistance réduite d'une rangée de boulon

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	352,80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau – traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 1192,00$	1192,00	Ame du poteau – traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1056,94$	1056,94	Ame de la poutre – traction
$B_{p,Rd} = 1172,59$	1172,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$V_{wp,Rd}/b - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 2002,27 - 659,86$	1342,41	Panneau d'âme – compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 2435,83 - 659,86$	1775,98	Ame du poteau – compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1727,64 - 659,86$	1067,79	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1093,13 - 659,86$	433,27	Ame de la poutre – compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 705,60 - 307,06$	398,54	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 1291,17 - 307,06$	984,11	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1058,40 - 659,86$	398,54	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 2133,92 - 659,86$	1474,06	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 705,60 - 307,06$	398,54	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 1089,00 - 307,06$	781,94	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1058,40 - 659,86$	398,54	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 2424,85 - 659,86$	1765,00	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 261,31 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 261,31 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	171,96	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 1192,00$	1192,00	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1056,94$	1056,94	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1172,59$	1172,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 2002,27 - 921,17$	1081,10	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 2435,83 - 921,17$	1514,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1727,64 - 921,17$	806,48	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1093,13 - 921,17$	171,96	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 705,60 - 261,31$	444,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 1291,17 - 261,31$	1029,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1058,40 - 568,37$	490,03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1774,98 - 568,37$	1206,62	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1411,20 - 921,17$	490,03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 2401,91 - 921,17$	1480,74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 705,60 - 261,31$	444,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 1089,00 - 261,31$	827,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1058,40 - 568,37$	490,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1633,50 - 568,37$	1065,13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1411,20 - 921,17$	490,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 2969,35 - 921,17$	2048,19	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
$F_{t,fc,Rd(5)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 1192,00$	1192,00	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 1056,94$	1056,94	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 1172,59$	1172,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 2002,27 - 1093,13$	909,14	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 2435,83 - 1093,13$	1342,71	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 1727,64 - 1093,13$	634,52	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 1093,13 - 1093,13$	0,00	Ame de la poutre - compression

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 705,60 - 171,96$	533,64	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 1291,17 - 171,96$	1119,21	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1058,40 - 433,27$	625,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1774,98 - 433,27$	1341,71	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1411,20 - 740,33$	670,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 2139,06 - 740,33$	1398,74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1764,00 - 1093,13$	670,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 2597,15 - 1093,13$	1504,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 705,60 - 171,96$	533,64	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 1089,00 - 171,96$	917,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1058,40 - 433,27$	625,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1633,50 - 433,27$	1200,23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1411,20 - 740,33$	670,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 2178,00 - 740,33$	1437,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1764,00 - 1093,13$	670,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 3513,85 - 1093,13$	2420,73	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	1157	352,80	352,80	1225,04	352,80	1250,41	352,80	1172,59
2	1007	307,06	352,80	1192,00	352,80	1056,94	352,80	1172,59
3	857	261,31	352,80	1192,00	352,80	1056,94	352,80	1172,59
4	707	171,96	352,80	1192,00	352,80	1056,94	352,80	1172,59
5	557	-	352,80	1192,00	352,80	1056,94	352,80	1172,59
6	407	-	352,80	1192,00	352,80	1056,94	352,80	1172,59
7	257	-	352,80	1201,34	352,80	1056,94	352,80	1172,59

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 1062,75 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,83 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,83)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$a_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$b_{Lf} = 0,85 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 128,18 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 518,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 518,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	352,80	0,00	352,80	294,12	294,12	103,70
2	352,80	0,00	307,06	255,99	255,99	123,49
3	352,80	0,00	261,31	217,85	217,85	143,29
4	352,80	0,00	171,96	143,36	143,36	181,95
5	352,80	0,00	0,00	0,00	0,00	256,35
6	352,80	0,00	0,00	0,00	0,00	256,35
7	352,80	0,00	0,00	0,00	0,00	256,35

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$			
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$			
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$			
$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$			
$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$			[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} = 1321,48$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,68 < 1,00	vérifié	(0,68)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 440,28$ [cm ²]	Aire de toutes les soudures		
$A_{wy} = 170,83$ [cm ²]	Aire des soudures horizontales		
$A_{wz} = 269,45$ [cm ²]	Aire des soudures verticales		
$I_{wy} = 732663,07$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.		
$s^{\wedge}max = t^{\wedge}max = 53,99$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		
$s^{\wedge} = t^{\wedge} = 50,57$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale		
$t_{II} = 33,38$ [MPa]	Contrainte tangentielle		
$b_w = 0,80$	Coefficient de corrélation		
$\ddot{O}[s^{\wedge}max^2 + 3*(t^{\wedge}max^2)] \leq f_u / (b_w * g_{M2})$	107,98 < 365,00	vérifié	(0,30)
$\ddot{O}[s^{\wedge}^2 + 3*(t^{\wedge}^2 + t_{II}^2)] \leq f_u / (b_w * g_{M2})$	116,49 < 365,00	vérifié	(0,32)
$s^{\wedge} \leq 0.9 * f_u / g_{M2}$	53,99 < 262,80	vérifié	(0,21)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm]	Epaisseur de la plaquette
$h_{head} = 14$ [mm]	Hauteur de la tête du boulon
$h_{nut} = 20$ [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon
$L_b = 97$ [mm]	Longueur du boulon
$k_{10} = 4$ [mm]	Coefficient de rigidité des boulons

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	85,17	7289,75
1	1157	5	92	113	2	25,33	2930,68
2	1007	3	49	52	2	15,65	1575,89
3	857	3	49	52	2	13,32	1141,32
4	707	3	49	52	2	10,99	776,70
5	557	3	49	52	2	8,66	482,03
6	407	3	49	52	2	6,32	257,31
7	257	4	70	77	2	4,90	125,82

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 856$$
 [mm] Bras de levier équivalent

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 10$$
 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons

$$A_{vc} = 137,10$$
 [cm²] Aire de la section au cisaillement

$$b = 1,00$$
 Paramètre de transformation

$$z = 856$$
 [mm] Bras de levier

$$k_1 = 6$$
 [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement

$$k_2 = \text{¥}$$
 Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$$

$$S_{j,ini} = 580999,18$$
 [kN*m] Rigidité en rotation initiale

$$m = 1,83$$
 Coefficient de rigidité de l'assemblage

$$S_j = S_{j,ini} / m$$

$$S_j = 317702,31$$
 [kN*m] Rigidité en rotation finale

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 557975,04$$
 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide

$$S_{j,pin} = 34873,44$$
 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,83
--	-------	------

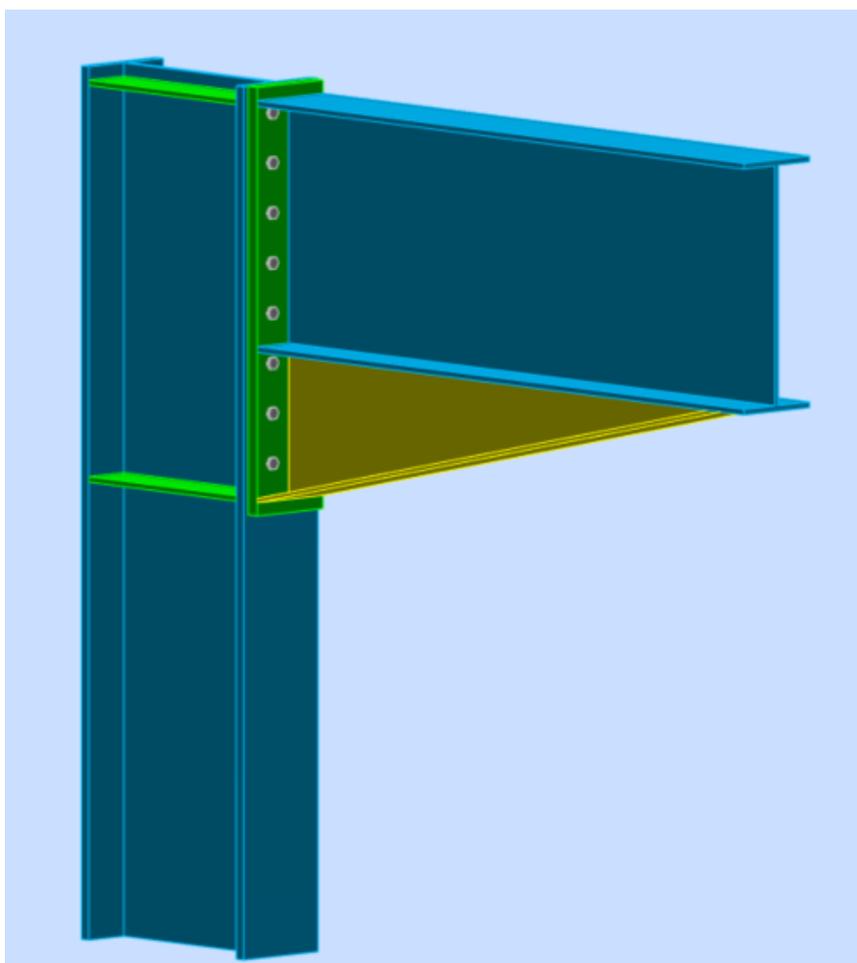


Figure 30 : simulation de la disposition d'assemblage poteau-poutre principale.

VII-3-c' Note de calcul de l'assemblage Poteau HEB 700 – Poteau HEB 700

POTEAU INFERIEUR

Profilé:	HEB 700		
$h_{c1} =$	700 [mm]	Hauteur de la section de la poutre	
$b_{fc1} =$	300 [mm]	Largeur de la section de la poutre	
$t_{we1} =$	17 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre	
$t_{fe1} =$	32 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre	
$r_{c1} =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre	
$A_{c1} =$	306,38 [cm ²]	Aire de la section de la poutre	
$I_{ye1} =$	256888,00 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre	
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yc1} =$	275,00 [MPa]	Résistance	
$f_{uc1} =$	405,00 [MPa]		

POTEAU SUPERIEUR

Profilé:	HEB 700		
$h_{c2} =$	700 [mm]	Hauteur de la section de la poutre	
$b_{fc2} =$	300 [mm]	Largeur de la section de la poutre	
$t_{we2} =$	17 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre	
$t_{fe2} =$	32 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre	
$r_{c2} =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre	
$A_{c2} =$	306,38 [cm ²]	Aire de la section de la poutre	
$I_{ye2} =$	256888,00 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre	
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yc2} =$	275,00 [MPa]	Résistance	
$f_{uc2} =$	405,00 [MPa]		

ÉCLISSE D'AME

Type:	de deux côtés		
$l_{pw} =$	800 [mm]	Longueur de la platine	
$h_{pw} =$	500 [mm]	Hauteur de la platine	
$t_{pw} =$	30 [mm]	Épaisseur de la platine	
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ypw} =$	275,00 [MPa]	Résistance de calcul	
$f_{upw} =$	405,00 [MPa]	Résistance à la traction	

PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} =$	900 [mm]	Longueur de la platine	
$h_{pe} =$	230 [mm]	Hauteur de la platine	
$t_{pe} =$	30 [mm]	Épaisseur de la platine	
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ype} =$	275,00 [MPa]	Résistance de calcul	
$f_{upe} =$	405,00 [MPa]	Résistance à la traction	

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} =$	900 [mm]	Longueur de la platine	
$h_{pe} =$	230 [mm]	Hauteur de la platine	
$t_{pe} =$	30 [mm]	Épaisseur de la platine	
Matériau:	ACIER E28		

$f_{ype} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFÉRIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE À L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 60$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 100$ [mm] Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE À L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 60$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 100$ [mm] Entraxe

SOUDURES

$a_w = 20$ [mm] Soudures d'angle raccordant une éclisse d'âme à l'âme du poteau

PAROI SUPÉRIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE À L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 60$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 100$ [mm] Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	1		Nombre de colonnes des boulons
n _v =	4		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	60	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	100	[mm]	Entraxe

SOUDURES

a_w = 20 [mm] Soudures d'angle raccordant une éclisse d'âme à l'âme du poteau

COEFFICIENTS DE MATERIAU

g _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
g _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

ETAT LIMITE: ULTIME

N _{Ed1} =	4439,25	[kN]	Effort axial
V _{y,Ed1} =	115,60	[kN]	Effort tranchant
V _{z,Ed1} =	65,60	[kN]	Effort tranchant
M _{y,Ed1} =	3,87	[kN*m]	Moment fléchissant
M _{vz,Ed1} =	4,00	[kN*m]	Moment fléchissant
N _{Ed2} =	6613,24	[kN]	Effort axial
V _{y,Ed2} =	87,47	[kN]	Effort tranchant
V _{z,Ed2} =	52,00	[kN]	Effort tranchant
M _{y,Ed2} =	20,24	[kN*m]	Moment fléchissant
M _{vz,Ed2} =	4,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

PAROI INFERIEURE

Effort axial

Platine	A _i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS		Force résultante N _{Ed,i} [kN]
		N _i [kN]	N _i (M _{y,Ed}) [kN]	
	A _{pw} = 300,00	3040,58	-	N _{Ed,pw} = 3040,58
	A _{pfue} = 69,00	699,33	3,96	N _{Ed,pfue} = 703,29
	A _{pfle} = 69,00	699,33	-3,96	N _{Ed,pfle} = 695,38

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 300,00$	$V_{z,Ed,pw} = 65,60$

Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,fupe} = 69,00$	$V_{y,Ed,fupe} = 57,80$
	$A_{y,pfle} = 69,00$	$V_{y,Ed,pfle} = 57,80$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 62500,00$	0,98	$M_{y,Ed,pw} = 0,98$
	$I_{y,pfue} = 91977,00$	1,44	-
	$I_{y,pfle} = 91977,00$	1,44	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue} = 3041,75$	$M_{z,Ed,pfue} = 2,00$
	$I_{z,pfle} = 3041,75$	$M_{z,Ed,pfle} = 2,00$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 150,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 0,91 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 0,91 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 471,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{by} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{by} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 518,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 486,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

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
$a_{by} = 0,61$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{by} > 0.0$	$0,61 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 294,55$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 210$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$
$M_z = 14,14$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$
$F_{x,N} = 87,93$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 7,23$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 7,31$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 14,63$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 95,25$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 21,85$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Mz} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 97,72$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 471,27$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 294,55$ [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}$	$ 95,25 < 471,27$	vérifié (0,20)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 21,85 < 294,55$	vérifié (0,07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$97,72 < 150,80$	vérifié (0,65)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 150,80$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$
--------------------------	---	--

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{bx} = 0,91$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	$0,91 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 471,27$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$

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
$a_{by} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{by} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 518,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$

Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$a_{bx} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	1,00	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	486,00 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$
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	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{by} =$	0,61	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{by} > 0.0$	0,61	$0,61 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} =$	294,55 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$

ÉTAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 =$	210 [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$
$M_z =$	14,14 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,plf} + V_{y,Ed,plf} * e_0$
$F_{x,N} =$	86,90 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,plf} / n_b$
$F_{y,Vy} =$	7,23 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,plf} / n_b$
$F_{x,Mz} =$	7,31 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} =$	14,63 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	94,21 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} =$	21,85 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Mz} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} =$	96,71 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} =$	471,27 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} =$	294,55 [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}$		$ 94,21 < 471,27$	vérifié (0,20)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$		$ 21,85 < 294,55$	vérifié (0,07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$96,71 < 150,80$	vérifié (0,64)

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		90,56	20,48	703,46 (*1)	4202,77 (***)	0,17	vérifié
2		90,56	20,48	695,21 (*2)	4202,77 (***)	0,17	vérifié

(*1) $V_0 = N_{fuEd}$

(*2) $V_0 = N_{fEd}$

(***) $V_{effRd} = 2*[f_u * A_{nv} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}]$

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		35,10	93,90	57,80 (*1)	2078,47 (*)	0,03	vérifié
2		93,90	47,10	703,29 (*2)	3016,90 (**)	0,23	vérifié
3		187,80	38,40	703,29 (*2)	4225,89 (**)	0,17	vérifié

$$(*1) V_0 = 0.5 * V_{yEd1}$$

$$(*2) V_0 = N_{fueEd}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$(**) V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

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		35,10	93,90	57,80 (*1)	2078,47 (*)	0,03	vérifié
2		93,90	47,10	695,38 (*2)	3016,90 (**)	0,23	vérifié
3		187,80	38,40	695,38 (*2)	4225,89 (**)	0,16	vérifié

$$(*1) V_0 = 0.5 * V_{yEd1}$$

$$(*2) V_0 = N_{fleEd}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$(**) V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$$A_t = 99,13 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 85,05 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,77 < 0,85$$

$$W = 7339,66 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$W_{net} = 7339,66 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 2018,41 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |3,87| < 2018,41 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$A = 306,38 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A = h_{pi} * t_{pi}$$

$$A_{net} = 278,22 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section nette}$$

$$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$$

$$N_{pl,Rd} = 8425,45 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul plastique de la section brute}$$

$$N_{pl,Rd} = A * f_y / g_{M0}$$

$$N_{u,Rd} = 8112,90 \text{ [kN]} \text{ Résistance ultime de la section nette à un effort normal}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / g_{M2}$$

$$F_{Ed} = 4439,25 \text{ [kN]}$$

$$A = h_{pi} * t_{pi}$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |4439,25| < 8112,90 \quad \text{vérifié} \quad (0,55)$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |4439,25| < 8425,45 \quad \text{vérifié} \quad (0,53)$$

$$A_v = 119,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_v = h_p * t_p$$

$$A_{v,net} = 119,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$$

$$V_{pl,Rd} = 1889,38 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * g_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |65,60| < 1889,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

PLATINE EXTERNE DROITE

$$A_t = 69,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 55,80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,73 < 0,85$$

$$W = 264,50 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$W_{net} = 199,47 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 54,85 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |2,00| < 54,85 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

$$A = 69,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A = h_{pi} * t_{pi}$$

$$A_{net} = 55,80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section nette}$$

$$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$$

$$N_{pl,Rd} = 1897,50 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul plastique de la section brute}$$

$$N_{pl,Rd} = A * f_y / g_{M0}$$

$$N_{u,Rd} = 1627,13 \text{ [kN]} \text{ Résistance ultime de la section nette à un effort normal}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / g_{M2}$$

$$F_{Ed} = 703,29 \text{ [kN]}$$

$$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |703,29| < 1627,13 \quad \text{vérifié} \quad (0,43)$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |703,29| < 1897,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

$A_v =$	69,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} =$	55,80	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} =$	1095,52	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * g_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$			$ 57,80 < 1095,52$	vérifié (0,05)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t =$	69,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} =$	55,80	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0})$			$0,73 < 0,85$	
$W =$	264,50	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	199,47	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	54,85	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			$ 2,00 < 54,85$	vérifié (0,04)
$A =$	69,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	55,80	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1897,50	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / g_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	1627,13	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / g_{M2}$
$F_{Ed} =$	695,38	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pli}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$			$ 695,38 < 1627,13$	vérifié (0,43)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$			$ 695,38 < 1897,50$	vérifié (0,37)
$A_v =$	69,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} =$	55,80	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} =$	1095,52	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * g_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$			$ 57,80 < 1095,52$	vérifié (0,05)

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

$e =$	281	[mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de soudures	
$M_0 =$	19,40	[kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$A_w =$	260,00	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	177551,79	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$t_N =$	58,47	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$t_N = 0.5 * N_{w,Ed} / A_w$
$t_{z,Vz} =$	1,26	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant	$t_{z,Vz} = V_z / A_w$
$t_{x,My} =$	1,53	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$t_{x,My} = M_y * z_i / I_0$
$t_{z,My} =$	1,37	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$t_{z,My} = M_y * x_i / I_0$
$t =$	59,90	[MPa]	Contrainte résultante	$t = \sqrt{(t_{x,N} + t_{x,My})^2 + (t_{z,Vz} + t_{z,My})^2}$
$b_w =$	0,85		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$t \leq f_u / (\sqrt{3} * b_w * g_{M2})$			$59,90 < 220,07$	vérifié (0,27)

RESISTANCE DU GOUSSET

ÉCLISSE D'AME

$A =$	150,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	$A = h_p * t_p$
$N_{pl,Rd} =$	4125,00	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / g_{M0}$
$F_{Ed} =$	1520,29	[kN]		$F_{Ed} = 0.5 * N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$			$ 1520,29 < 4125,00$	vérifié (0,37)
$A_v =$	150,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$V_{pl,Rd} =$	2381,57	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * g_{M0})$

$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 32,80 < 2381,57$	vérifié	(0,01)
$W = 1250,00$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rd} = 343,75$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rd} = W * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$	$ 9,70 < 343,75$	vérifié	(0,03)

PAROI SUPERIEURE

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} = 300,00	4529,62	-	N_{Ed,pw} = 4529,62
	A _{pfue} = 69,00	1041,81	20,69	N_{Ed,pfue} = 1062,51
	A _{pfle} = 69,00	1041,81	-20,69	N_{Ed,pfle} = 1021,12

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A _i [cm ²]	V _{z,Ed,i} [kN]
	A _{z,pw} = 300,00	V _{z,Ed,pw} = 52,00

Effort tranchant Y

Platine	A _{y,i} [cm ²]	V _{y,Ed,i} [kN]
	A _{y,fupe} = 69,00	V _{y,Ed,fupe} = 43,73
	A _{y,flpe} = 69,00	V _{y,Ed,flpe} = 43,73

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

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} = 62500,00	5,13	M_{y,Ed,pw} = 5,13
	I _{y,pfue} = 91977,00	7,55	-
	I _{y,pfle} = 91977,00	7,55	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	I _{z,i} [cm ⁴]	M _{z,i} [kN*m]
	I _{z,pfue} = 3041,75	M_{z,Ed,pfue} = 2,00
	I _{z,pfle} = 3041,75	M_{z,Ed,pfle} = 2,00

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 150,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd}$$

$$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié	
$a_{bx} =$	0,91	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	0,91 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1x} =$	471,27 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$
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	
$a_{by} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{by} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1y} =$	518,40 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$
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	
$a_{bx} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2x} =$	486,00 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$
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	
$a_{by} =$	0,61	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{by} > 0.0$	0,61 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2y} =$	294,55 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 =$	210 [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$
$M_z =$	11,18 $\frac{[kN*m]}{m}$	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$
$F_{x,N} =$	132,9 2 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} =$	5,47 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} =$	5,79 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} =$	11,57 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	138,7 1 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} =$	17,04 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} =$	139,7 5 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} =$	471,2 7 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} =$	294,5 5 [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}$	$ 138,71 < 471,27$	vérifié	(0,29)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 17,04 < 294,55$	vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$139,75 < 150,80$	vérifié	(0,93)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 150,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 0,91 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 0,91 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 471,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{by} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{by} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 518,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 486,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{by} = 0,61 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{by} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2y} = 294,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} * a_{by} * f_u * d * \sum t_i / g_{M2}$$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$$e_0 = 210 \text{ [mm]} \quad \text{Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons} \quad e_0 = e_{1b} + 0.5 * (r-1) * p_1$$

$$M_z = 11,18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_z = M_{z,Ed,pt} + V_{y,Ed,pt} * e_0$$

$$F_{x,N} = 127,5 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x} \quad F_{x,N} = |N_{Ed,pt}| / n_b$$

$$F_{y,Vy} = 5,47 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant } V_y \text{ sur la direction y} \quad F_{y,Vy} = |V_{y,Ed,pt}| / n_b$$

$$F_{x,Mz} = 5,79 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment } M_z \text{ sur la direction x} \quad F_{x,Mz} = |M_z| * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{y,Mz} = 11,57 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment } M_z \text{ sur la direction y} \quad F_{y,Mz} = |M_z| * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 133,3 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$$

$$F_{y,Ed} = 17,04 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y} \quad F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$$

$$F_{Ed} = 134,4 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$$

$$F_{x,Rd} = 471,2 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$$

$$F_{y,Rd} = 294,5 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y} \quad F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{x,Rd} \quad |133,31| < 471,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

$$|F_{y,Ed}| \leq F_{y,Rd} \quad |17,04| < 294,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 134,40 < 150,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,89)$$

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		90,56	20,48	1063,39 (*1)	4202,77 (***)	0,25	vérifié
2		90,56	20,48	1020,23 (*2)	4202,77 (***)	0,24	vérifié

(*1) $V_0 = N_{fuEd}$

(*2) $V_0 = N_{fEd}$

(***) $V_{effRd} = 2 * [f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}]$

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		35,10	93,90	43,73 (*1)	2078,47 (*)	0,02	vérifié
2		93,90	47,10	1062,51 (*2)	3016,90 (**)	0,35	vérifié
3		187,80	38,40	1062,51 (*2)	4225,89 (**)	0,25	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 * V_{yEd2}$

(*2) $V_0 = N_{fueEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

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		35,10	93,90	43,73 (*1)	2078,47 (*)	0,02	vérifié
2		93,90	47,10	1021,12 (*2)	3016,90 (**)	0,34	vérifié
3		187,80	38,40	1021,12 (*2)	4225,89 (**)	0,24	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 * V_{yEd2}$

(*2) $V_0 = N_{feEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

A_t = 99,13 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 85,05 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0})$ 0,77 < 0,85

W = 7339,66 [cm³] Facteur élastique de la section

W_{net} = 7339,66 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rdnet} = 2018,41 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}

|M₀| ≤ M_{c,Rdnet} |20,24| < 2018,41 **vérifié** (0,01)

A = 306,38 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A = h_{pi} * t_{pi}

A_{net} = 278,22 [cm²] Aire de la section nette

A_{net} = A - n_v * d₀ * t_{pi}

N_{pl,Rd} = 8425,45 [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

N_{pl,Rd} = A * f_y / g_{M0}

N_{u,Rd} = 8112,90 [kN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal

N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / g_{M2}

F_{Ed} = 6613,24 [kN]

A = h_{pi} * t_{pi}

|F_{Ed}| ≤ N_{u,Rd} |6613,24| < 8112,90 **vérifié** (0,82)

|F_{Ed}| ≤ N_{pl,Rd} |6613,24| < 8425,45 **vérifié** (0,78)

A_v = 119,00 [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

A_v = h_p * t_p

A_{v,net} = 119,00 [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

A_{v,net} = A_v - n_v * d₀ * t_p

$V_{pl,Rd} = 1889,38$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * g_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 52,00 < 1889,38$	vérifié (0,03)

PLATINE EXTERNE DROITE

$A_t = 69,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 55,80$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0})$	$0,73 < 0,85$	
$W = 264,50$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 199,47$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 54,85$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 2,00 < 54,85$	vérifié (0,04)
$A = 69,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 55,80$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 1897,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / g_{M0}$
$N_{u,Rd} = 1627,13$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / g_{M2}$
$F_{Ed} = 1062,51$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 1062,51 < 1627,13$	vérifié (0,65)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 1062,51 < 1897,50$	vérifié (0,56)
$A_v = 69,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 55,80$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 1095,52$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * g_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 43,73 < 1095,52$	vérifié (0,04)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t = 69,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 55,80$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0})$	$0,73 < 0,85$	
$W = 264,50$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 199,47$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 54,85$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 2,00 < 54,85$	vérifié (0,04)
$A = 69,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 55,80$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 1897,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / g_{M0}$
$N_{u,Rd} = 1627,13$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / g_{M2}$
$F_{Ed} = 1021,12$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 1021,12 < 1627,13$	vérifié (0,63)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 1021,12 < 1897,50$	vérifié (0,54)
$A_v = 69,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 55,80$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 1095,52$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * g_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 43,73 < 1095,52$	vérifié (0,04)

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

$e = 281$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de soudures	
$M_0 = 19,73$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0,5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$A_w = 260,00$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = \frac{177551}{79}$ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$t_N = 87,11$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$t_N = 0,5 * N_{w,Ed} / A_w$

SOUDURES D'ANGLE RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

$e =$	281 [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de soudures	
$t_{z,Vz} =$	1,00 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant	$t_{z,Vz} = V_z / A_w$
$t_{x,My} =$	1,56 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$t_{x,My} = M_y * z_i / I_0$
$t_{z,My} =$	1,39 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$t_{z,My} = M_y * x_i / I_0$
$t =$	88,53 [MPa]	Contrainte résultante	$t = \sqrt{[(t_{x,N} + t_{x,My})^2 + (t_{z,Vz} + t_{z,My})^2]}$
$b_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$t \leq f_u / (\sqrt{3} * b_w * g_{M2})$		88,53 < 220,07	vérifié (0,40)

RESISTANCE DU GOUSSET

ÉCLISSE D'AME

$A =$	150,00 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_p * t_p$
$N_{pl,Rd} =$	4125,00 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / g_{M0}$
$F_{Ed} =$	2264,81 [kN]		$F_{Ed} = 0,5 * N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$		2264,81 < 4125,00	vérifié (0,55)
$A_v =$	150,00 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$V_{pl,Rd} =$	2381,57 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * g_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$		26,00 < 2381,57	vérifié (0,01)
$W =$	1250,00 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rd} =$	343,75 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rd} = W * f_{yp} / g_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$		9,87 < 343,75	vérifié (0,03)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,93

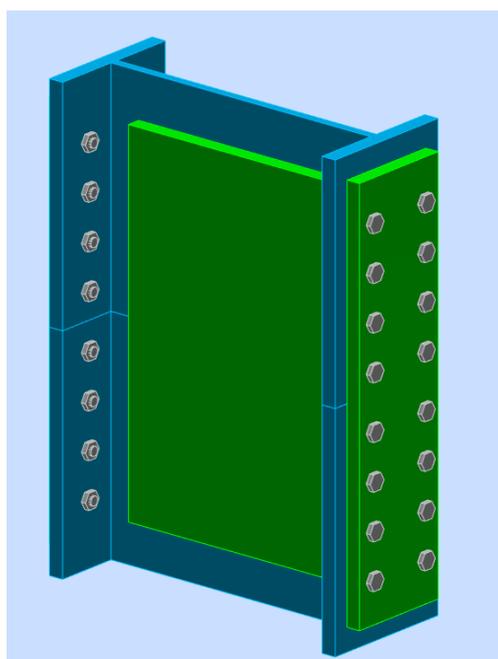


Figure 31 : simulation de la disposition d'assemblage poteau HBE 700- poteau HBE 700

VII-3-d' Note de calcul de l'assemblage Poutre principale – Poutre principale

GENERAL

Assemblage N°: 9
Nom de l'assemblage : Epissure de la poutre

POUTRE DROITE

Profilé: IPE 750147

$h_{b1} =$	753	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb1} =$	265	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb1} =$	13	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb1} =$	17	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{b1} =$	17	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{b1} =$	187,49	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb1} =$	166064,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb1} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{ub1} =$	405,00	[MPa]	

POUTRE GAUCHE

Profilé: IPE 750147

$h_{b2} =$	753	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb2} =$	265	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb2} =$	13	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb2} =$	17	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{b2} =$	17	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{b2} =$	187,49	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb2} =$	166064,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb2} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{ub2} =$	405,00	[MPa]	

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} =$	800	[mm]	Longueur de la platine
$h_{pw} =$	500	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{pw} =$	30	[mm]	Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{ypw} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{upw} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE SUPERIEURE

$l_{pe} =$	800	[mm]	Longueur de la platine
$h_{pe} =$	200	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{pe} =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{ype} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{upe} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE INFERIEURE

$l_{pe} =$	800	[mm]	Longueur de la platine
$h_{pe} =$	200	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{pe} =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28			
$f_{ype} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{upe} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

DROITE

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	6.6		Classe du boulon
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	350,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	60	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	70	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	6.6		Classe du boulon
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	350,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	60	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	70	[mm]	Entraxe

SOUDURES

$a_w =$ 20 [mm] Soudures d'angle assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

GAUCHE

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	6.6		Classe du boulon
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	350,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$n_h = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 60$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 70$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = 6.6 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 350,00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon
 $f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 60$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 70$ [mm] Entraxe

SOUDURES

$a_w = 20$ [mm] Soudures d'angle assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

ÉTAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} = 0,00$ [kN] Effort axial
 $V_{z,Ed1} = 360,07$ [kN] Effort tranchant
 $M_{y,Ed1} = -402,58$ [kN*m] Moment fléchissant
 $N_{Ed2} = 0,00$ [kN] Effort axial
 $V_{z,Ed2} = 899,43$ [kN] Effort tranchant
 $M_{y,Ed2} = 886,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

DROITE

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]
	$A_{pw} = 300,00$	0,00	-	$N_{Ed,pw} = 0,00$
	$A_{pfue} = 40,00$	0,00	-341,99	$N_{Ed,pfue} = -341,99$
	$A_{pfile} = 40,00$	0,00	341,99	$N_{Ed,pfile} = 341,99$

$$N_i = (N_{Ed} \cdot A_i) / (2 \cdot A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{zEd,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 300,00$	$V_{z,Ed,pw} = 360,07$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 62500,00$	-138,22	$M_{y,Ed,pw} = -138,22$
	$I_{y,pfue} = 59766,23$	-132,18	-
	$I_{y,pfle} = 59766,23$	-132,18	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} \cdot I_{y,i}) / (2 \cdot I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 90,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,81 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,81 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 223,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 275,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,81 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,81 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 262,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,83 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,83 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2y} = 270,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$$F_{Ed} = -35,11 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le boulon} \quad F_{Ed} = N_{Ed,pfue} / n_b$$

$$\beta_{Lf} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad \beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$$

$$F_{Rd} = 90,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$$

$$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd} \quad |-35,11| < 90,48 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 90,48$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

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**

$\alpha_{bx} = 0,81$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,81 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 223,24$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 275,40$ [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**

$\alpha_{bx} = 0,81$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,81 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 262,64$ [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**

$\alpha_{by} = 0,83$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 270,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ÉTAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = 35,11$ [kN] Effort tranchant dans le boulon $F_{Ed} = N_{Ed,plie} / n_b$

$\beta_{Lf} = 1,00$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs $\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$

$F_{Rd} = 90,48$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon $F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$

$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd}$ $|35,11| < 90,48$ **vérifié** (0,39)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POUTRE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		40,97	13,00	351,07 (*1)	2143,70 (***)	0,16	vérifié

(*1) $V_0 = N_{filEd}$

(***) $V_{eff,Rd} = 2 \cdot [f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$

PLATINE EXTERNE INFERIEURE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		47,20	22,40	341,99 (*1)	1475,16 (**)	0,23	vérifié

PLATINE EXTERNE INFERIEURE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
2		94,40	13,60	341,99 (*1)	1939,44 (**)	0,18	vérifié

(*1) $V_0 = N_{fileEd}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POUTRE

$A_t =$	46,29	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	38,81	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$				0,75 < 0,85
$W =$	4410,73	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	4410,73	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	1212,95	[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}$				$ -402,58 < 1212,95$ vérifié (0,33)
$A_v =$	99,40	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} =$	99,40	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} =$	1578,12	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$				$ 360,07 < 1578,12$ vérifié (0,23)

PLATINE EXTERNE SUPERIEURE

$A =$	40,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} =$	31,20	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1100,00	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	909,79	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-341,99	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,ptue}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$				$ -341,99 < 909,79$ vérifié (0,38)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$				$ -341,99 < 1100,00$ vérifié (0,31)

PLATINE EXTERNE INFERIEURE

$A =$	40,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} =$	31,20	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1100,00	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	909,79	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	341,99	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,ptfi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$				$ 341,99 < 909,79$ vérifié (0,38)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$				$ 341,99 < 1100,00$ vérifié (0,31)

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE

$e =$	283	[mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de soudures	
$M_0 =$	-36,35	[kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$
$A_w =$	258,00	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	174638,41	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_{z,Vz} =$	6,98	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant	$\tau_{z,Vz} = V_z / A_w$

SOUDURES D'ANGLE ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE

e =	283 [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de soudures	
$\tau_{x,My}$	2,89 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{x,My} = M_y \cdot z_i / I_0$
$\tau_{z,My}$	2,60 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{z,My} = M_y \cdot x_i / I_0$
τ	10,21 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_{x,My})^2 + (\tau_{z,My})^2]}$
β_w	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\tau \leq f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$	10,21 < 220,07	vérifié	(0,05)

RESISTANCE DU GOUSSET

ÉCLISSE D'AME

A_v	150,00 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$V_{pl,Rd}$	2381,57 [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}$	180,03 < 2381,57	vérifié	(0,08)
W	1250,00 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rd}$	343,75 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rd} = W \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$	-18,18 < 343,75	vérifié	(0,05)

GAUCHE

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]
	$A_{pw} = 300,00$	0,00	-	$N_{Ed,pw} = 0,00$
	$A_{pfue} = 40,00$	0,00	752,65	$N_{Ed,pfue} = 752,65$
	$A_{pfle} = 40,00$	0,00	-752,65	$N_{Ed,pfle} = -752,65$

$$N_i = (N_{Ed} \cdot A_i) / (2 \cdot A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{zEd,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 300,00$	$V_{z,Ed,pw} = 899,43$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 62500,00$	304,20	$M_{y,Ed,pw} = 304,20$
	$I_{y,pfue} = 59766,23$	290,90	-
	$I_{y,pfle} = 59766,23$	290,90	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} \cdot I_{y,i}) / (2 \cdot I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$	90,48 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
------------	------------	---	---

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,81 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,81 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 223,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 275,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,81 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,81 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 262,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,83 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,83 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2y} = 270,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

ÉTAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$$F_{Ed} = 77,26 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le boulon} \quad F_{Ed} = N_{Ed,ptue} / n_b$$

$$\beta_{Lf} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad \beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1, 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$$

$$F_{Rd} = 90,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$$

$$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd} \quad |77,26| < 90,48 \quad \text{vérifié} \quad (0,85)$$

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 90,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,81 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,81 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 223,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 275,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	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
$\alpha_{bx} = 0,81$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,81 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 262,64$ [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
$\alpha_{by} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 270,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = -77,26$ [kN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = N_{Ed,plie} / n_b$
$\beta_{Lf} = 1,00$	Coefficient réducteur pour les assemblages longs $\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15*d)/(200*d)))$	
$F_{Rd} = 90,48$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \leq \beta_{Lf} * F_{Rd}$	$ -77,26 < 90,48$	vérifié (0,85)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POUTRE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		40,97	13,00	772,64 (*1)	2143,70 (***)	0,36	vérifié

(*1) $V_0 = N_{fuEd}$

(***) $V_{effRd} = 2*[f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}]$

PLATINE EXTERNE SUPERIEURE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		47,20	22,40	752,65 (*1)	1475,16 (**)	0,51	vérifié
2		94,40	13,60	752,65 (*1)	1939,44 (**)	0,39	vérifié

(*1) $V_0 = N_{fueEd}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POUTRE

$A_t = 93,74$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 86,26$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,83 < 0,85$	
$W = 4410,73$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 4410,73$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 1212,95$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 886,00 < 1212,95$	vérifié (0,73)
$A_v = 99,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 99,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 1578,12$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |899,43| < 1578,12 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

PLATINE EXTERNE SUPERIEURE

$A = 40,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 31,20$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 1100,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 909,79$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = 752,65$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pu}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 752,65 < 909,79$	vérifié (0,83)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 752,65 < 1100,00$	vérifié (0,68)

PLATINE EXTERNE INFERIEURE

$A = 40,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 31,20$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 1100,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 909,79$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -752,65$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pli}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -752,65 < 909,79$	vérifié (0,83)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -752,65 < 1100,00$	vérifié (0,68)

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE

$e = 283$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de soudures	
$M_0 = 558,68$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$A_w = 258,00$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = 174638,41$ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_{z,Vz} = 17,43$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant	$\tau_{z,Vz} = V_z / A_w$
$\tau_{x,My} = 44,45$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{x,My} = M_y * z_i / I_0$
$\tau_{z,My} = 39,99$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{z,My} = M_y * x_i / I_0$
$\tau = 73,68$ [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{(\tau_{x,My})^2 + (\tau_{z,Vz} + \tau_{z,My})^2}$
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\tau \leq f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$	$73,68 < 220,07$	vérifié (0,33)

RESISTANCE DU GOUSSET

ÉCLISSE D'AME

$A_v = 150,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$V_{pl,Rd} = 2381,57$ [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}$	$ 449,72 < 2381,57$	vérifié (0,19)
$W = 1250,00$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rd} = 343,75$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rd} = W * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$	$ 279,34 < 343,75$	vérifié (0,81)

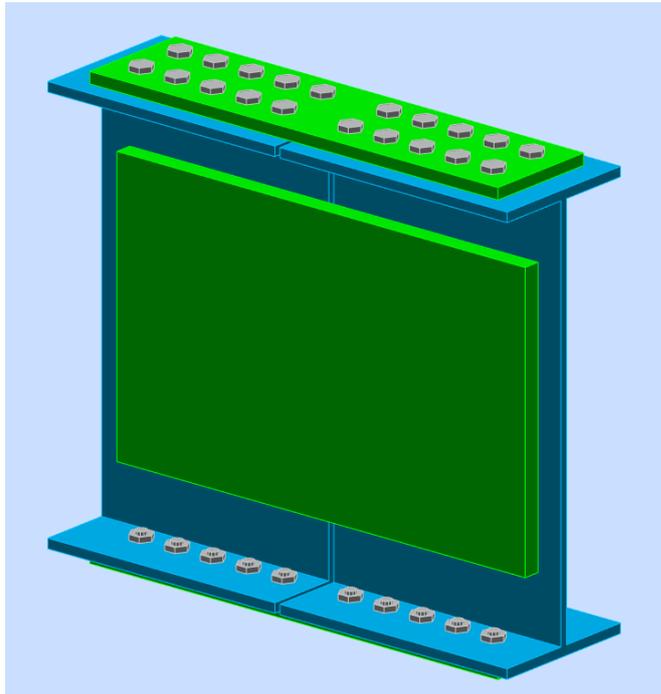


Figure 32 : simulation de la disposition d'assemblage poutre principale-poutre principale.

VII-3-e' Note de calcul de l'assemblage pied de poteau

POTEAU

Profilé:	HEB 700		
$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[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	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	256888,00	[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} = 2000 [mm] Longueur
b_{pd} = 1000 [mm] Largeur
t_{pd} = 40 [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E36
f_{ypd} = 355,00 [MPa] Résistance
f_{upd} = 495,00 [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
d = 36 [mm] Diamètre du boulon
A_s = 8,17 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 10,18 [cm²] Aire de la section du boulon
n_H = 6 Nombre de colonnes des boulons
n_V = 4 Nombre de rangés des boulons
Ecartement e_{Hi} = 180;180;180 [mm]
Entraxe e_{vi} = 170;170 [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

L₁ = 60 [mm]
L₂ = 640 [mm]
L₃ = 220 [mm]

Plaque d'ancrage

l_p = 100 [mm] Longueur
b_p = 100 [mm] Largeur
t_p = 30 [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E24
f_y = 235,00 [MPa] Résistance

Platine

l_{wd} = 65 [mm] Longueur
b_{wd} = 65 [mm] Largeur
t_{wd} = 20 [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 330
l_w = 300 [mm] Longueur
Matériau: ACIER E36
f_{yw} = 355,00 [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

l_s = 2000 [mm] Longueur
w_s = 1000 [mm] Largeur
h_s = 1000 [mm] Hauteur
t_s = 30 [mm] Epaisseur
d₁ = 30 [mm] Grugeage
d₂ = 30 [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	5000	[mm]	Longueur de la semelle
B =	5000	[mm]	Largeur de la semelle
H =	1000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON25		
$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	20	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	20	[mm]	Bêche
$a_s =$	20	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	6246,66	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	19,94	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	87,47	[kN]	Effort tranchant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b =$	8,17	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
Beta =	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} =$	$\beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} =$	500,00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s} =$	$F_{t,Rd,s1}$			
$F_{t,Rd,s} =$	500,00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

RÉSISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} =$	$F_{t,Rd,s}$		
$F_{t,Rd} =$	500,00	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$l_{eff,1} =$	1176	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	1176	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
m =	217	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	166,96	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	166,96	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	3072,24	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	2311,81	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	3000,02	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd} =$	$\min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd} =$	2311,81	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

$t_{wc} =$	17 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	315 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	137,10 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,91	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			
$F_{t,wc,Rd} =$	1345,18 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	6645,40 [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
--------------	--------------	---	-----------

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,94 < 1,00	vérifié	(0,94)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} =$	2,15	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} =$	1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} =$	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} =$	1425,60 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} =$	4,82	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} =$	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	1425,60 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,25	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	10,18 [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	201,95 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} =$	0,00 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} =$	0,00 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 l_w b_{wy} f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,y} =$	2310,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 l_w b_{wz} f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,z} =$	1120,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} =$	5541,15 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} =$	4351,15 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 =$	105,00 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	1050,00 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	243 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	714076,19 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	2,98 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	11,72 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	35,00 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	60,70 [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)			$0,17 < 1,00$ vérifié (0,17)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	82,69 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	787,50 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	243 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	714076,19 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	2,35 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	9,23 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	26,25 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	45,53 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			$0,13 < 1,00$ vérifié (0,13)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	18,95 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	18,95 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	0,25 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	1,13 [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)			$0,06 < 1,00$ vérifié (0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{z\parallel}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			$0,10 < 1,00$ vérifié (0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			$0,10 < 1,00$ vérifié (0,10)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	11,14 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	11,14 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	26,25 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	50,63 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			$0,13 < 1,00$ vérifié (0,13)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	8,77 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	8,77 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	19,69 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	38,35 [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)			$0,10 < 1,00$ vérifié (0,10)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	28,56 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	28,56 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	33,02 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	80,83 [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)		0,17 < 1,00	vérifié	(0,17)
Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)				
$\sigma_{\perp} =$	39,77 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	39,77 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	25,71 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	91,16 [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)		0,20 < 1,00	vérifié	(0,20)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU A LA TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,94

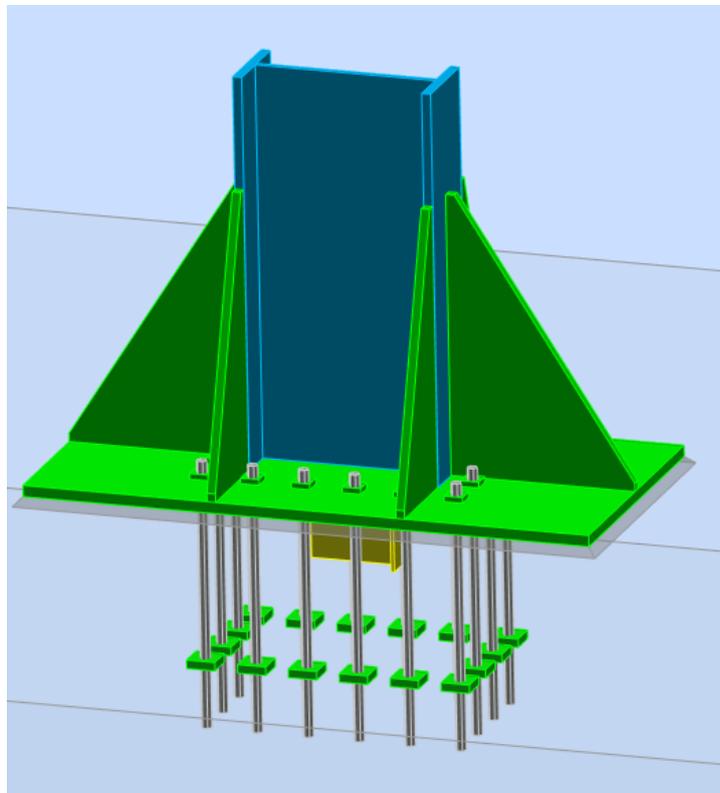


Figure 33 : simulation de la disposition de l'assemblage pied de poutre.

VII-3-f) Note de calcul de l'assemblage Gousset – Contreventements

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé:		2 UPN 300	2 UPN 300	2 UPN 300	2 UPN 300		
	h	300	300	300	300		mm
	b _f	100	100	100	100		mm
	t _w	10	10	10	10		mm
	t _f	16	16	16	16		mm
	r	16	16	16	16		mm
	A	117,11	117,11	117,11	117,11		cm ²
Matériau:		ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28		
	f _y	275,00	275,00	275,00	275,00		MPa
	f _u	405,00	405,00	405,00	405,00		MPa
Angle	α	45,0	45,0	45,0	45,0		Deg

SOUDURES

Soudures des barres

Barre 1

l ₁ =	200	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
l ₂ =	100	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
a =	12	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
b =	12	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 2

l ₁ =	200	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
l ₂ =	100	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
a =	12	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
b =	12	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 3

l ₁ =	200	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
l ₂ =	100	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
a =	12	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
b =	12	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 4

l ₁ =	200	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
l ₂ =	100	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
a =	12	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
b =	12	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

GOUSSET

l _p =	1800	[mm]	Longueur de la platine
h _p =	1800	[mm]	Hauteur de la platine
t _p =	30	[mm]	Épaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	0	[mm]	Grugeage
v ₁ =	0	[mm]	Grugeage

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0 ; 0)

$e_v = 900$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 900$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 2034,19$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 2017,54$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = 2055,36$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 2066,24$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

VERIFICATION DES SOUDURES

$e = 26$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 26,44$ $\frac{[kN \cdot m]}{m}$ Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot e$

$A_w = 72,00$ [cm²] Aire de la section des soudures

$I_0 = 13519,36$ [cm⁴] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_N = 141,26$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial $\tau_N = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} / A_s$

$\tau_{Mx} = 35,60$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x $\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$

$\tau_{Mz} = 31,56$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z $\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$

$\tau = 179,66$ [MPa] Contrainte résultante $\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$

$\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = 198,34$ [MPa] $f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$

$\tau \leq f_{vRd}$ $179,66 < 198,34$ **vérifié** (0,91)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 58,56$ [cm²] Aire de la section

$N_{plRd} = 1610,32$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|1017,10| < 1610,32$ **vérifié** (0,63)

BARRE 2

VERIFICATION DES SOUDURES

$e =$	26 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	26,23 $\frac{[kN \cdot m]}{m}$	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \cdot e$
$A_w =$	72,00 [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	$\frac{13519,36}{36}$ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	140,11 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	35,31 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	31,30 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	178,19 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	198,34 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	178,19 < 198,34		vérifié (0,90)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A =$	58,56 [cm ²]	Aire de la section	
$N_{plRd} =$	1610,32 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	1008,77 < 1610,32		vérifié (0,63)

BARRE 3

VERIFICATION DES SOUDURES

$e =$	26 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	26,72 $\frac{[kN \cdot m]}{m}$	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \cdot e$
$A_w =$	72,00 [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	$\frac{13519,36}{6}$ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	142,73 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	35,97 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	31,89 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	181,53 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	198,34 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	181,53 < 198,34		vérifié (0,92)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A =$	58,56 [cm ²]	Aire de la section	
$N_{plRd} =$	1610,32 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y3} / \gamma_{M0}$

$$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$$

$$|1027,68| < 1610,32 \quad \text{vérifié}$$

$$(0,64)$$

BARRE 4

VERIFICATION DES SOUDURES

$e = 26$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 26,86$ $\frac{[kN \cdot m]}{m}$ Moment fléchissant réel

$$M_0 = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \cdot e$$

$A_w = 72,00$ [cm²] Aire de la section des soudures

$I_0 = \frac{13519,36}{36}$ [cm⁴] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_N = 143,49$ $\frac{[MPa]}{}$ Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial

$$\tau_N = \frac{0.5 \cdot N_{b4,Ed}}{A_s}$$

$\tau_{Mx} = 36,16$ $\frac{[MPa]}{}$ Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x

$$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$$

$\tau_{Mz} = 32,05$ $\frac{[MPa]}{}$ Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$$

$\tau = 182,49$ $\frac{[MPa]}{}$ Contrainte résultante

$$\tau = \sqrt{\left[\left(\frac{\tau_N + \tau_{Mx}}{2} \right)^2 + \tau_{Mz}^2 \right]}$$

$\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = 198,34$ $\frac{[MPa]}{}$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\tau \leq f_{vRd}$$

$$182,49 < 198,34$$

vérifié

$$(0,92)$$

RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 58,56$ [cm²] Aire de la section

$N_{pl,Rd} = 1610,32$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$$

$$|1033,12| < 1610,32 \quad \text{vérifié}$$

$$(0,64)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,92

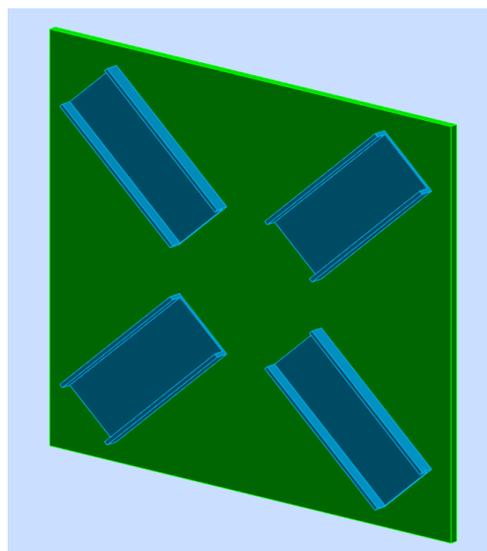


Figure 34 : simulation de la disposition d'assemblage gousset-contreventement.