



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة البليدة -1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Option : Structure Métallique et Mixte

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE
R+9 + SOUS SOL

Encadré par :

M_{me} SALAMA FATMA ZOHRA

M_{me} BOULEGHEBAR KHADIDJA

Présenté par :

SEMMAR ABDELKADER

SAID GRINE

Blida, octobre 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice SALAMA FATMA ZOHRRA pour sa disponibilité permanente et la Co promotrice BOULEGHEBAR KHADIDJA, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

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

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier, nos familles et nos amis.

Sommaire

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION | 1 |
| CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage | |
| I.1 Généralités..... | 2 |
| I.2 Données géométriques du projet..... | 2 |
| I.3 Localisation et données concernant le site..... | 7 |
| I.4 Règlements techniques..... | 7 |
| I.5 Matériaux utilisés..... | 7 |
| I.5.1 Acier..... | 7 |
| I.5.2 Le Béton..... | 9 |
| I.6 Conception de l'ouvrage..... | 9 |
| I.7 Conception architecturale..... | 9 |
| I.8 Conception structurale..... | 9 |
| I.8.1 Structure horizontale..... | 9 |
| I.8.2 Structure verticale..... | 11 |
| CHAPITRE II : Charges et surcharges | |
| II.1 Introduction..... | 12 |
| II.2 Plancher terrasse..... | 12 |
| II.2.1 Etanchéité..... | 12 |
| II.2.2 Epaisseur de la dalle..... | 12 |
| II.3 Plancher showroom..... | 13 |
| II.3.1 Revêtement..... | 13 |
| II.3.2 Epaisseur de la dalle..... | 13 |
| II.4 Plancher courant..... | 13 |
| II.4.1 Revêtement..... | 13 |
| II.4.2 Epaisseur de la dalle..... | 14 |
| II.5 Charge permanente..... | 14 |

| | | |
|---|--|----|
| II.6 | Les charges d'exploitation | 15 |
| CHAPITRE III : pré dimensionnement des éléments principaux | | |
| III.1 | Les solives | 16 |
| III.1.1 | Phase de construction..... | 17 |
| III.1.2 | Phase finale | 18 |
| III.1.3 | Calcul des connecteurs..... | 21 |
| III.2 | Les poutres porteuses | 23 |
| III.2.1 | Phase de construction..... | 24 |
| III.2.2 | Phase finale | 25 |
| III.2.3 | Calcul des connecteurs..... | 28 |
| III.3 | Les poutres non-porteuses..... | 29 |
| III.4 | Pré-dimensionnement des poteaux..... | 30 |
| III.4.1 | Charge permanente et d'exploitations | 30 |
| III.4.2 | Poteau central..... | 32 |
| III.4.3 | Poteau de rive..... | 36 |
| III.4.4 | Poteau d'angle..... | 38 |
| CHAPITRE IV : Eléments secondaires | | |
| IV.1 | Calcul de l'acrotère | 41 |
| IV.1.1 | Définition..... | 41 |
| IV.1.2 | Principe de calcul..... | 41 |
| IV.1.3 | Evaluation des charges..... | 42 |
| IV.1.4 | Calcule les efforts | 43 |
| IV.1.5 | Ferraillage de la section de l'acrotère | 43 |
| IV.1.6 | Calcul de l'excentricité | 43 |
| IV.1.7 | Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifie 99 »..... | 44 |
| IV.1.8 | Vérification à ELS | 45 |
| IV.1.9 | Vérification des contraintes | 46 |
| IV.2 | Les escaliers | 47 |

| | | |
|--------|---|----|
| IV.2.1 | Pré-dimensionnement des escaliers | 47 |
|--------|---|----|

Chapitre V : Etude climatique

| | | |
|-------|---|----|
| V.1 | Effet de la neige | 52 |
| V.1.1 | Introduction..... | 52 |
| V.1.2 | Charge de neige | 52 |
| V.1.3 | Calcul des charges de la neige | 52 |
| V.1.4 | Coefficient de forme de la terrasse | 52 |
| V.2 | Effet du vent..... | 53 |
| V.2.1 | Introduction..... | 53 |
| V.2.2 | Données relative au site | 53 |
| V.2.3 | Calcul de la pression dynamique au pointe | 54 |
| V.2.4 | Calcul des coefficients de pressions | 55 |
| V.2.5 | La direction du vent V1 | 59 |
| V.2.6 | La direction du vent V2 | 66 |
| V.3 | Effet de température | 73 |
| V.3.1 | Charge de température | 73 |

CHAPITRE VI : Etude dynamique et séismique

| | | |
|--------|---|----|
| VI.1 | Introduction | 74 |
| VI.2 | Etude sismique | 74 |
| VI.2.1 | Critères de classification par le RPA99 version2003 | 74 |
| VI.2.2 | Modélisation de rigidité | 75 |
| VI.2.3 | Modélisation de masse..... | 75 |
| VI.2.4 | Choix de la méthode de calcul..... | 75 |
| VI.3 | La méthode statique équivalente | 76 |
| VI.3.1 | Principe | 76 |
| VI.3.2 | Conditions d'application de la méthode statique équivalente | 76 |
| VI.4 | La méthode modale spectrale..... | 77 |

| | | |
|---|---|-----|
| VI.4.1 | Principe | 77 |
| VI.4.2 | Analyse spectrale | 77 |
| VI.4.3 | Dimensions de l'ouvrage | 79 |
| VI.5 | Calcul de la force sismique | 83 |
| VI.5.1 | Estimation de la période fondamentale de la structure (T)..... | 83 |
| VI.5.2 | Coefficient de comportement R..... | 84 |
| VI.5.3 | Combinaisons..... | 85 |
| VI.5.4 | Résultantes des forces sismiques | 86 |
| VI.6 | Vérification de l'effort tranchant à la base..... | 87 |
| VI.7 | Vérification des déplacements inter étages | 87 |
| VI.8 | Vérification des déplacements inter étages | 88 |
| VI.9 | Conclusion..... | 89 |
| CHAPITRE VII : Vérification des éléments de l'ossature | | |
| VII.1 | Introduction | 90 |
| VII.2 | Le voilement..... | 90 |
| VII.3 | Le flambement | 90 |
| VII.4 | Le déversement | 91 |
| VII.5 | Vérification des poteaux | 91 |
| VII.5.1 | Procédure de calcul..... | 91 |
| VII.5.2 | Combinaisons de charges..... | 92 |
| VII.5.3 | Les étapes de vérification du flambement | 92 |
| VII.5.4 | Vérification de déversement | 93 |
| VII.5.5 | Vérification de déversement | 95 |
| VII.5.6 | 1 ^{ère} Cas N^{\max} , M_{sdy}^{corr} , M_{sdz}^{corr} | 96 |
| VII.5.7 | 2 ^{ème} Cas M_{sdy}^{\max} , N^{corr} , M_{sdz}^{corr} | 97 |
| VII.5.8 | 3 ^{ème} Cas M_{sdz}^{\max} , N^{corr} , M_{sdy}^{corr} | 99 |
| VII.5.9 | Poteaux doubles hauteur | 100 |

| | |
|---|-----|
| VII.6 Conclusion..... | 102 |
| VII.7 Vérification des poutres principales..... | 102 |
| VII.7.1 Vérification de la résistance à la flexion..... | 103 |
| VII.7.2 Vérification de la résistance à la flexion..... | 104 |
| VII.7.3 Vérification à l'effort tranchant..... | 104 |
| VII.7.4 Vérification à l'interaction de l'effort tranchant | 105 |
| VII.7.5 Conclusion | 105 |
| VII.8 Vérification des contreventements..... | 105 |
| VII.8.1 Vérification des palées en (V) 2UPN32 | 105 |
| VII.8.2 Conclusion | 105 |
| Chapitre VIII : Les Assemblages | |
| VIII.1 Introduction | 109 |
| VIII.2 Les différents types d'assemblages | 109 |
| VIII.3 Choix d'un type d'assemblage | 109 |
| VIII.4 Mode de fixation..... | 109 |
| VIII.5 Coefficient de frottement..... | 110 |
| VIII.6 Assemblage poutre principale – solive (HEB700-IPE330)..... | 111 |
| VIII.6.1 Dimensionnement d'assemblage | 112 |
| VIII.7 Assemblage poteau– poutre principale (HEA600-HEB700)..... | 114 |
| VIII.7.1 Dimension de platine | 115 |
| VIII.7.2 Choix de diamètre du boulon..... | 115 |
| VIII.7.3 Disposition constructive des boulons | 115 |
| VIII.7.4 Déterminer des efforts dans les boulons | 116 |
| VIII.7.5 Vérification de la résistance de l'assemblage soul effort tranchant..... | 116 |
| VIII.7.6 Vérification de moment résistant de l'assemblage | 117 |
| VIII.7.7 Résistance de lame du Poteau en traction..... | 117 |
| VIII.7.8 Résistance de l'âme de poteau en compression | 118 |

| | | |
|-----------|--|-----|
| VIII.7.9 | Résistance de l'âme de Poteau au cisaillement..... | 118 |
| VIII.7.10 | Vérification de la soudure | 119 |
| VIII.7.11 | Vérification de l'effort tranchant | 121 |
| VIII.7.12 | Vérification du moment | 121 |

CHAPITRE IX : Etude des fondations

| | | |
|--------|--|------------|
| IX.1 | Etude du voile périphérique | 122 |
| IX.1.1 | Introduction..... | 122 |
| IX.1.2 | Pré-dimensionnement | 122 |
| IX.1.3 | Évaluation des charges..... | 123 |
| IX.2 | POTEAUX MIXTES ACIER-BETON..... | 128 |
| IX.2.1 | Pré dimensionnement des sections mixte | 129 |
| IX.2.2 | Caractéristique de la section mixte | 130 |
| IX.3 | Introduction | 136 |
| IX.3.1 | Fonctions assurées par les fondations..... | 136 |
| IX.3.2 | Classification des fondations | 137 |
| IX.3.3 | Calcul des fondations..... | 137 |
| IX.3.4 | Conclusion | 138 |
| IX.3.5 | Semelle Filante | 138 |
| IX.3.6 | Radier général | 140 |
| | CONCLUSION GENERALE..... | 154 |

ANNEXES

REFERONCES BIBLIOGRAPHIQUE

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة قمنا بدراسة بناء ذو بنية حديدية متكون من طابق أرضي و9 طوابق وطابق تحت الارض. هذا الانجاز سيتم بنائه بالجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III ووفقا ل RPA99 اصدار 2003.

تم تطوير هذا المشروع مرورا بعدة مراحل. أجرينا مسار الحمل لتصميم أولى العناصر الهيكلية، ثم دراسة زلزالية استعاننا بقانون المنشآت 99 اصدار 2003، ثم تحقيق المركبات للبناء استنادا على قوانين التصميم الحديدي 97، وأخيرا أنشاء دراسة الأساس. كلمات مفتاحية: الإطار المعدني، قانون المنشآت 99 اصدار 2003، قوانين التصميم الحديدي 97.

Résumé :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudiés un bâtiment à usage multiples (showroom, bureaux). Ce dernier a une forme rectangulaire, il est constitué d'un RDC plus neufs étages et un sous sol.

La conception structurelle de ce bâtiment est en portique en charpente métallique, on assurant le contreventement par palées de stabilités.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, une descente de charge pour le pré - dimensionnement des éléments porteurs, une étude dynamique et sismique selon le RPA 99 version 2003, la vérification des éléments et le calcul de leurs assemblages ont été fait selon le CCM 97 et enfin une étude de l'infrastructure.

Mots clés : charpente métallique, RPA 99 version 2003, CCM 97.

Summary :

Within the framework of our final rear project, we studied a building with use for offices. The latter has a rectangular form, it consists of a ground floor in addition to nine floors enjoyed underground.

The structural design of this building is a metal frame gantry, providing bracing by steps of stability.

This project is developed by many stapes; we performed the load path for the preliminary design of structural elements, a seismic survey using the RPA 99 version2003 code, verification of the elements and assemblies of the structure according to the CCM 97 code and finally an infrastructure study.

Key words: Metal frame, RPA 99 version2003, CCM 97.

INTRODUCTION

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie parti nord au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énorme pertes humaines et des dégâts matériels.

Suite aux dommages constatés sur les bâtiments lors de séisme du 21 mai 2003 et après les modifications apporté au RPA99, les structures mixte sont de plus adopte par les constructeurs en Algérie. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels intervient plusieurs catégories de personne dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur en génie civil. Ce dernier est donc appelé pour concevoir des structures dotées d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tous en tenant compte des aspects structure, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage multiple (showroom et bureaux) en R+9+Sous-Sol, il est contreventé par un système de contreventement par palées de stabilité.

L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La présentation et la conception du projet ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.
- L'évaluation des charges et des surcharges, afin de pouvoir procéder au pré dimensionnement des différents éléments structuraux.
- L'étude des éléments secondaire (l'acrotère et les escaliers).
- Une étude climatique (neige, vent et température).
- L'étude dynamique du bâtiment qui sera réalisée par une modélisation et une analyse de la structure à l'aide du logiciel Robot Structural Analysais. A partir des efforts obtenu, nous allons vérifier l'ossature en charpente métallique vis-à-vis des phénomènes d'instabilités tel que (le flambement et le déversement), ainsi qui traite les différents assemblages des éléments de la structure .en fin une étude des éléments de l'infrastructure.
- En termine par une conclusion générale.

I.1 Généralités

Le présent travail a pour objet le dimensionnement et l'étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage multiple (showroom et bureau), ce dernier à une forme rectangulaire en plan, il est constitué d'un sou sols, d'un RDC et de neuf (09) étages.

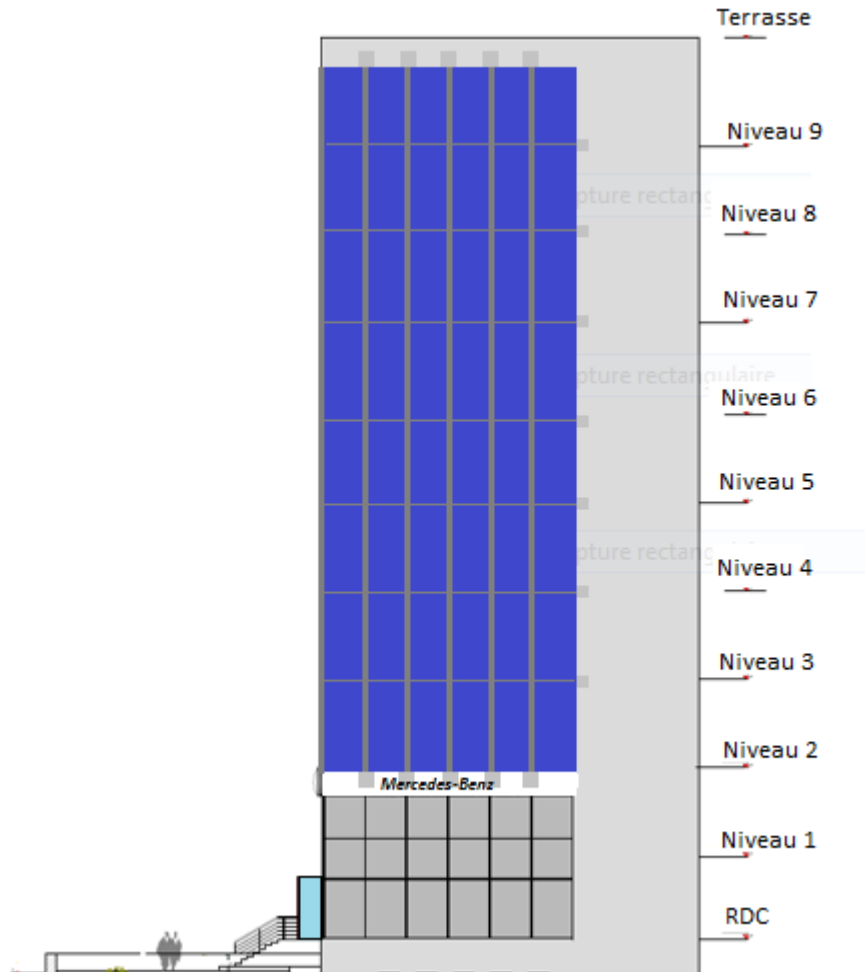


Figure I. 1: Schéma de la façade Est

I.2 Données géométriques du projet

➤ Dimensions en élévation :

| | |
|------------------------------------|---------|
| Hauteur totale du bâtiment : | 39.70 m |
| Hauteur de sou sol -1 : | 3,70 m |
| Hauteur du RDC : | 3,70 m |
| Hauteur d'étage courant : | 4,00 m |

➤ Dimensions en plan :

| | |
|------------------------------------|-----------------------|
| Longueur totale : | 50.50 m |
| Largeur totale : | 17.70 m |
| Surface totale du bâtiment : | 893.85 m ² |

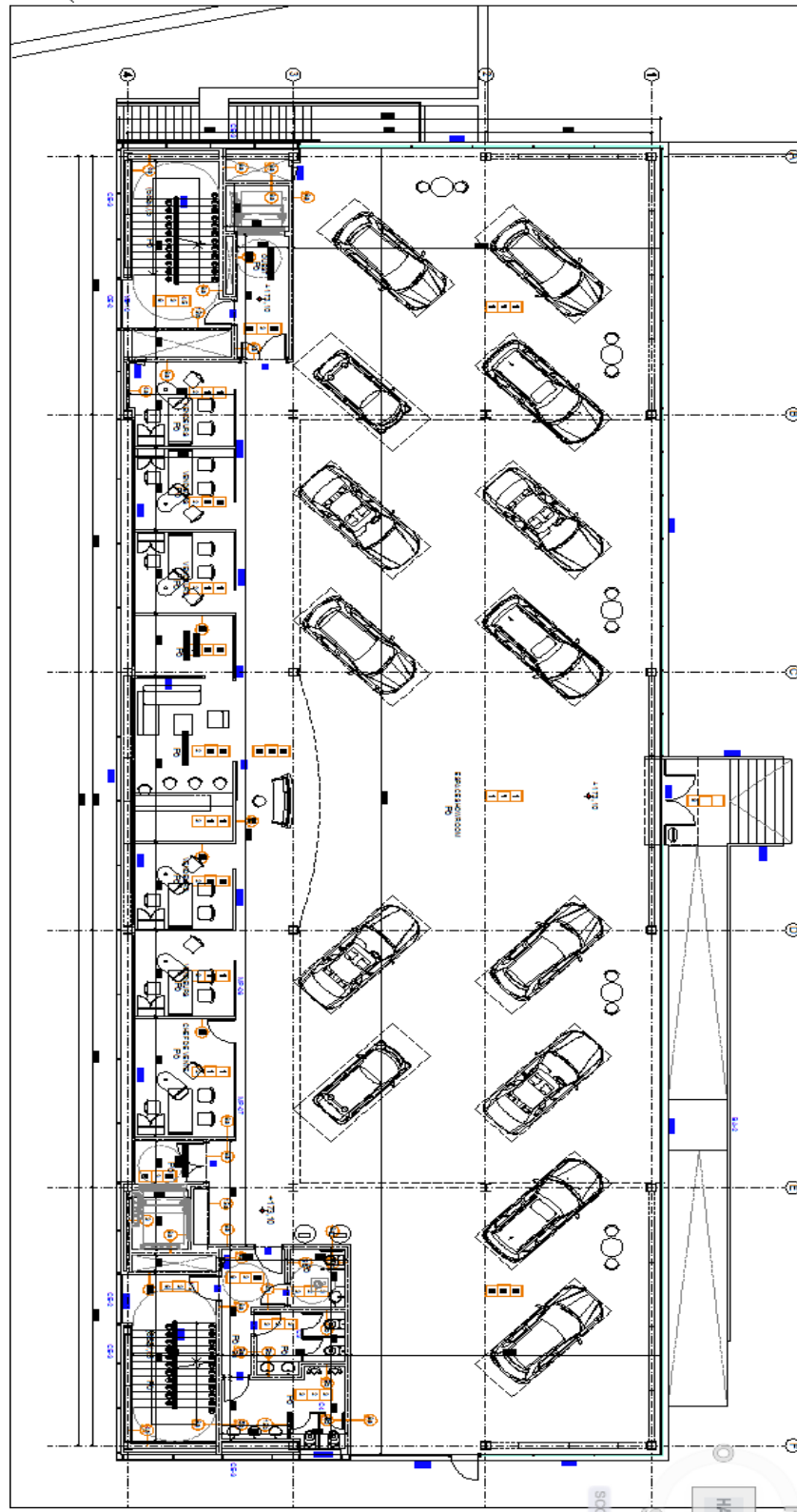


Figure I. 3: Plan du RDC

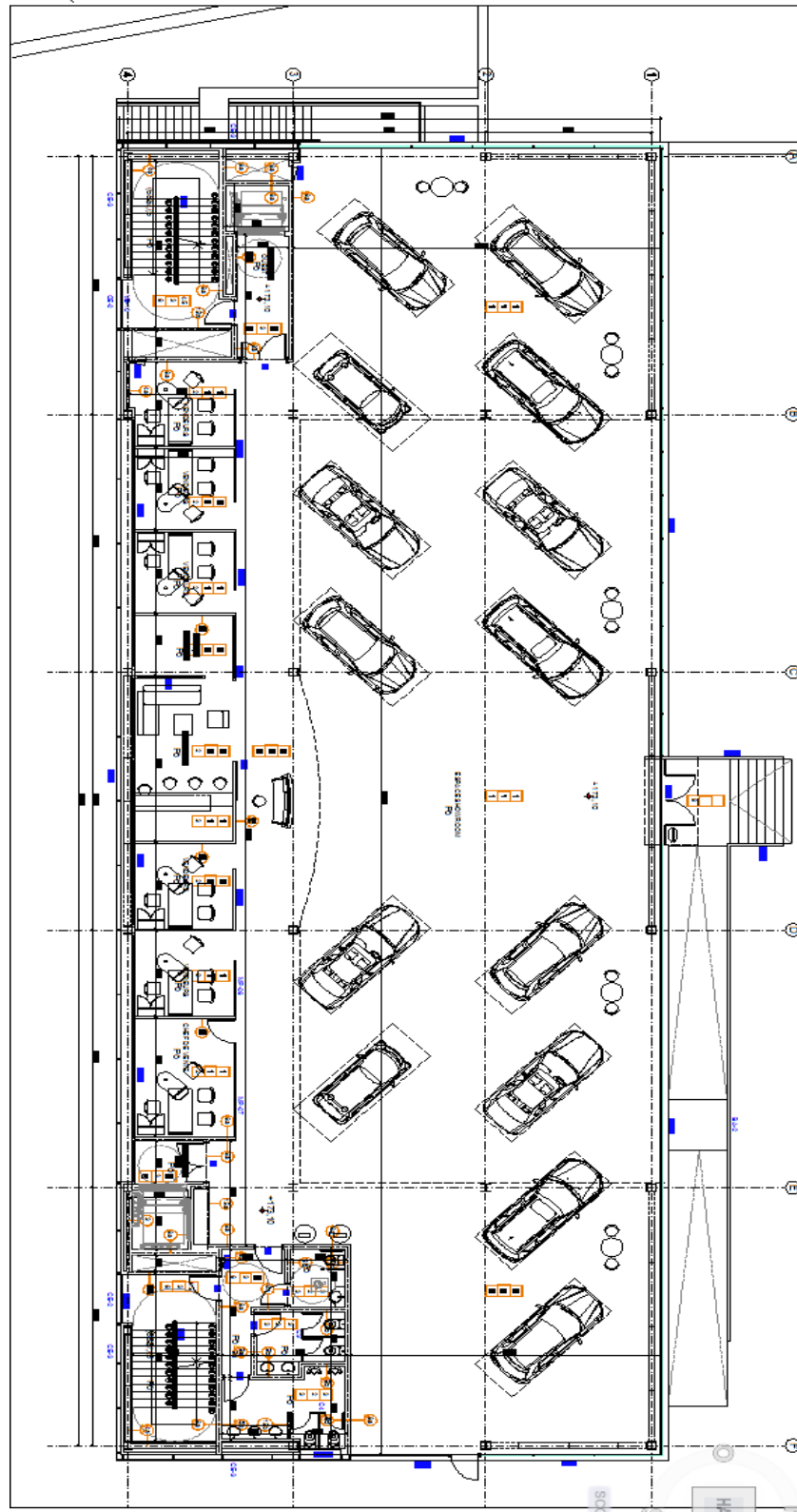


Figure I. 4: Plan du sou sol

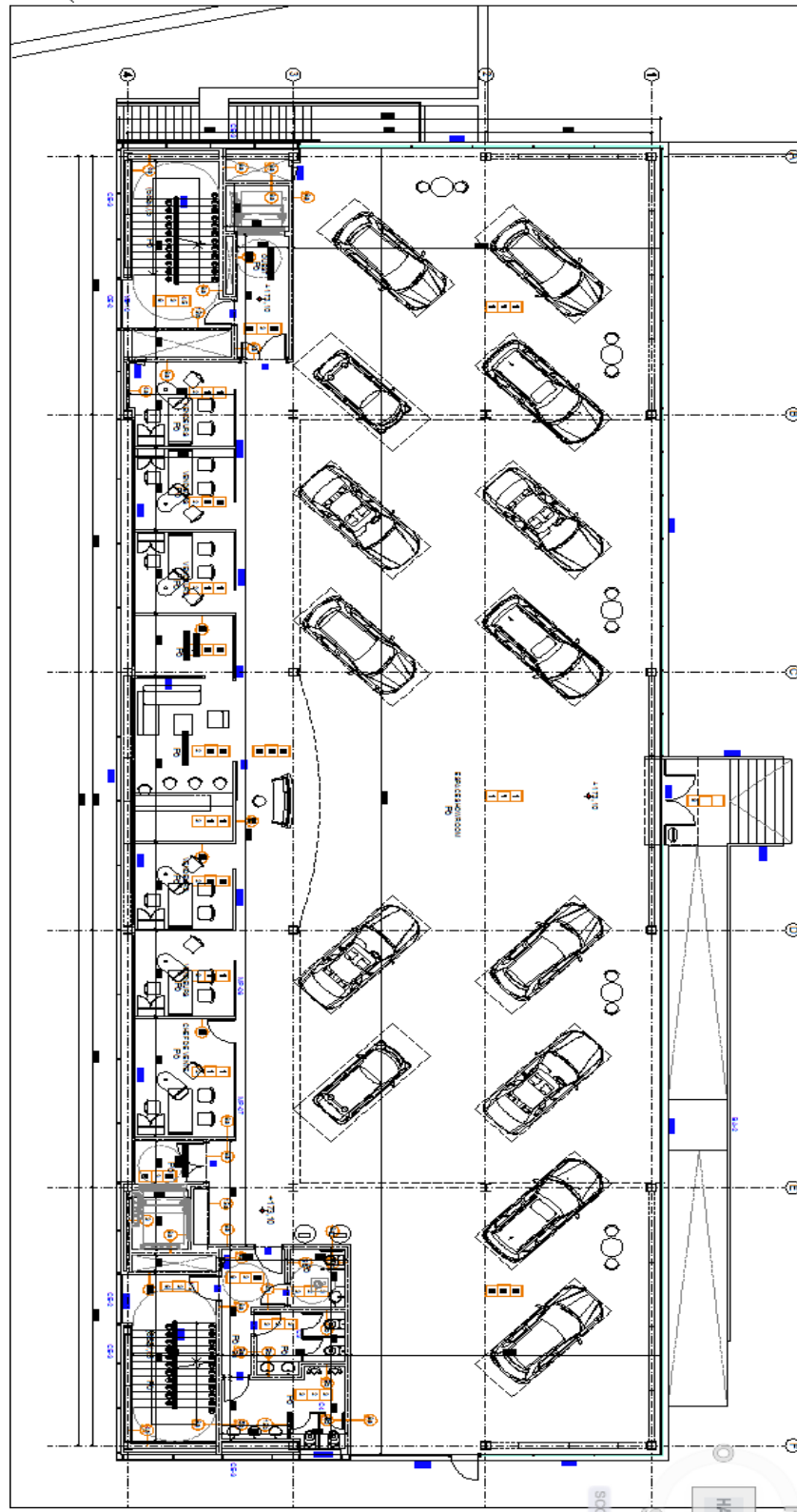


Figure I. 5 : coupe

I.3 Localisation et données concernant le site

Ce projet a Ouled Fayet dans la Wilaya d'Alger, dont :

- ❖ Le site est classé selon RPA99 version 2003 comme zone de forte sismicité (ZONE III).
- ❖ La contrainte admissible de sol est de $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$ (rapport du sol du laboratoire LNHC).

I.4 Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

DTR-B.C2.2 : Charges permanentes et d'exploitation.

EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton.

EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier.

RPA99 version 2003 : Règlement Parasismique Algériennes.

BAEL91 version 1999 : Béton armé aux états limites.

I.5 Matériaux utilisés

I.5.1 Acier

- ❖ Acier de construction :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud.

Tableau I. 1: caractéristiques des nuances d'acier.

| Nuance d'acier | Epaisseur (mm) | | | |
|-------------------|--|--|--|--|
| | $t \leq 40 \text{ mm}$ | | $40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$ | |
| | $f_y \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)$ | $f_u \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)$ | $f_y \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)$ | $f_u \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)$ |
| Fe 360 | 235 | 360 | 215 | 340 |
| Fe 430 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| Fe 510 | 355 | 510 | 355 | 490 |

La nuance d'acier utilisée est S355 (E36).

Tableau I. 2: caractéristiques des nuances d'acier S355.

| Nuance d'acier | t ≤ 40mm | | E (MPa) | Coefficient de poisson ν | Module d'élasticité transversale G (MPa) |
|----------------|-----------------------|-----------------------|---------|------------------------------|--|
| | $f_y(\frac{N}{mm^2})$ | $f_u(\frac{N}{mm^2})$ | | | |
| Fe510 | 355 | 510 | 210000 | 0.3 | 81000 |

❖ Acier de ferrailage :

Pour le ferrailage des planchers on a utilisé des treillis à soudés de type HA et de nuance TSHA, dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinal : E= 210 000 MPa
- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa

Tableau I. 3: caractéristiques mécanique.

| | Nuance | $F_y(MPa)$ |
|-------------|--------|------------|
| Ronds lisse | Fe220 | 215 |
| | Fe240 | 235 |
| Rond HA | Fe400 | 400 |
| | Fe500 | 500 |

❖ Le bac d'acier :

Le bac d'acier utilisé c'est le Hi-bond 55.750, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton.

❖ Les connecteurs :

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résiste au cisaillement horizontal.

❖ Assemblage :

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR, des boulons ordinaires ainsi que des soudures.

I.5.2 Le Béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats et de l'eau, il est caractérisé par sa forte résistance à la compression, et sa faible résistance à la traction.

Le béton armé c'est l'association de béton avec l'acier pour augmenter sa résistance à la traction.

On a utilisé un béton dose 350 Kg/m, dont les caractéristiques sont :

- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa
- Poids volumique : $\rho = 25$ kN/m³.
- Module d'élasticité : $E = 31500$ MPa
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 13125$ MPa

I.6 Conception de l'ouvrage

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

I.7 Conception architecturale

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et de 9 étages.

Tel que :

- L'RDC sera aménagée en showroom pour voitures.
- Du 1^{er} étage au 9^{ème} étage seront destinés pour des bureaux.
- La terrasse est inaccessible.

I.8 Conception structurale

I.8.1 Structure horizontale

Elle désigne les plancher courants et terrasses.

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la (Fig.I.5).

Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte.

Grâce à la résistance au glissement apportée à l'interface par la connexion de connecteurs qui permet d'obtenir une bonne adhérence entre l'acier et le béton, les deux matériaux de construction sont ainsi associés en flexion.

La dalle en béton armé qui remplit déjà son office de surface porteuse horizontale, est utilisée en outre comme élément comprimé de la section mixte. Elle apporte ainsi une grande résistance et de rigidité à la poutre, qui constitue essentiellement l'élément tendu de l'ensemble en flexion (Fig.I.5).

La dalle de béton est coulée sur un bac d'acier qui joue le rôle de coffrage perdu durant la phase de construction il permet de :

- Assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- Constituer une plate-forme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- Eviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

La connexion mécanique de la dalle sur la poutre est essentielle pour garantir une collaboration en flexion. Elle est le plus souvent réalisée par soudure électrique de goujons à tête (Fig.I.5 élément 1) à l'aide d'un pistolet adéquat.

Pour la facilité du positionnement des connecteurs et de son contrôle visuel, un espacement uniforme de ces connecteurs est souhaitable.

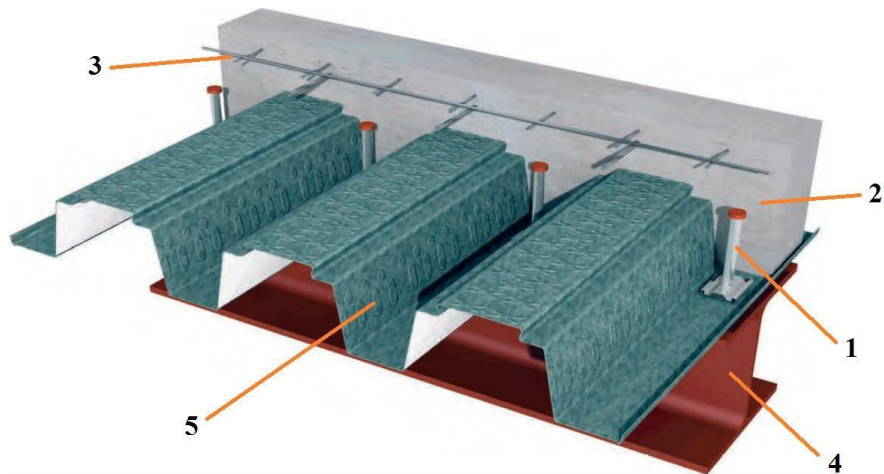


Figure I. 6: Vue éclatée d'un plancher mixte

1. Connecteur soudé.
2. Béton coulé en place.
3. Treillis d'armature.
4. Solive.
5. Bac d'acier galvanisé (type Hi-bond 55.750).

I.8.2 Structure verticale

- System de stabilité : la structure est composée d'une ossature poteau-poutre contreventée par des palées de stabilité métallique en forme X et en V.
- Escaliers : Ils servent à relier les niveaux successifs, de faciliter les déplacements dans les étages, et serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs.

Le bâtiment comporte

- ❖ Un escalier droit en charpente métallique situé à l'angle sud-ouest du bâtiment, desservant RDC jusqu'au dernier étage.
- ❖ Un escalier droit en charpente métallique situé à l'angle sud-est du bâtiment, desservant RDC jusqu'au dernier étage.
- Ascenseurs : Le bâtiment comporte deux ascenseurs de même type, situés aux angles sud-ouest et sud-est conjointement aux escaliers, pour le déplacement vertical du niveau RDC jusqu'au dernier étage.
- Enveloppe extérieure : L'enveloppe extérieure sera en mur-rideau, appelé aussi « Façade rideau », qui est un de façade léger qui contribue à la fermeture du bâtiment mais ne participe pas à sa stabilité.

CHAPITRE – I
PRESENTATION DE L’OUVRAGE

CHAPITRE - II
CHARGES ET SURCHARGES

CHAPITRE - III

Pré dimensionnement des éléments principaux

CHAPITRE - IV
Élément secondaire

CHAPITRE – V
Etude climatique

CHAPITRE - VI
ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

CHAPITRE - VII
VERIFICATION DES ELEMENTS DE
L'OSSATURE

CHAPITRE - VIII
LES ASSEMBLAGES

CHAPITRE – IX
Etude des fondations

Annexe 1

Annexe 2

Annexe 3

Annexe 4

Références bibliographiques

VII.1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- tant globalement au niveau de la structure
- qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

VII.2 Le voilement

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux cotés opposée, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui se manifeste par des ondulations, qui ne sont pas sont rappeler le phénomène de flambement pour des pièces à une dimension, à la différence près que le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissant pas brutalement et ne conduisant généralement pas à la ruine de la pièce.

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple. il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée.

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

VII.3 Le flambement

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

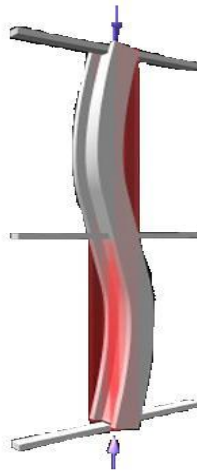


Figure VII. 1: Phénomène du flambement

VII.4 Le déversement

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

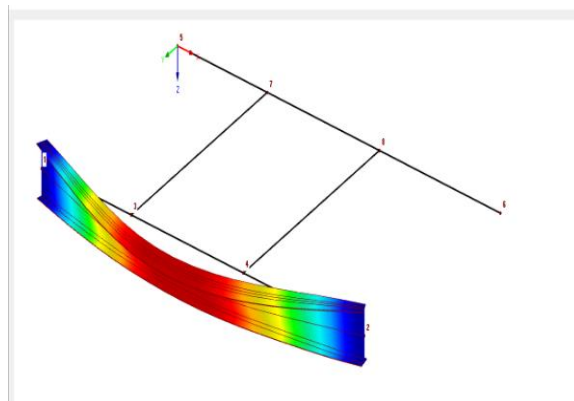


Figure VII. 2: Phénomène du déversement

VII.5 Vérification des poteaux

VII.5.1 Procédure de calcul

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

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

- Une compression maximale et un moment correspondant.
- Un moment maximal et une compression correspondante.

VII.5.2 Combinaisons de charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q [1]
- G + Q ± E [6]
- 0,8 G ± E [6]

VII.5.3 Les étapes de vérification du flambement [4]

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

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \times A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{ply} \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{plz} \times f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad [4]$$

D'où :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} \leq 1,50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_z} \leq 1,50$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0,90$$

χ_{min} est la plus petite des valeurs de χ_y et χ_z .

Où χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

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

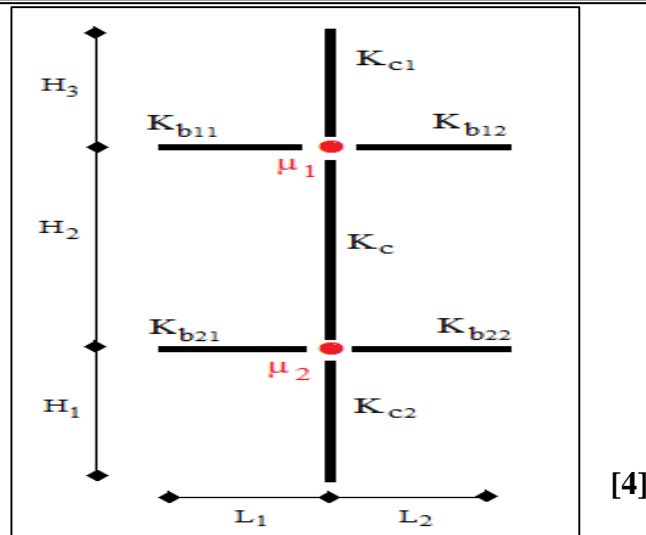


Figure VII. 3: La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné. [4]

VII.5.4 Vérification de déversement

VII.5.4.1 Détermination de la longueur de flambement [4]

Mode d'instabilité à nœud fixe, le calcul se fait selon la relation suivante :

$$\frac{L_f}{l_0} = \left[\frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right]$$

$$\begin{cases} \eta_1 = \frac{K_{c1}}{K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} \\ \eta_2 = \frac{K_{c1} + K_c}{K_{c1} + K_c + K_{b11} + K_{b12}} \end{cases}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

- [$\Sigma K_{poteaux}$: Rigidités des poteaux I/H.
- [$\Sigma K_{poutres}$: Rigidité des poutres I/L.

$$\begin{cases} K_{poteaux} (HEA600) = \frac{141200}{400} = 353 \text{ cm}^3 \\ K_{poutres} = \frac{256900}{1010} = 254.36 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \eta_1 = \frac{353}{353 + 254.36 + 254.36} = 0.41 \\ \eta_2 = \frac{353}{353 + 254.36 + 254.36} = 0.41 \end{cases}$$

$$\frac{L_f}{l_0} = \left[\frac{1 + 0,145 \times (0.410 + 0.410) - 0,265 \times 0.410 \times 0.410}{2 - 0,364 \times (0.410 + 0.410) - 0,247 \times 0.410 \times 0.410} \right] = 0,65$$

$$\begin{cases} L_{fy} = 260 \text{ cm} \\ L_{fz} = 0,7 \times L = 182 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{260}{24.97} = 10.41 \\ \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{182}{7.05} = 25.82 \end{cases}$$

On a $\lambda_z > \lambda_y$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou } \beta_A = 1 \text{ Section de classe (1)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad ; \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 355 \text{ MPa} \longrightarrow \varepsilon = 0.81$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{10,41}{93,91\varepsilon} = 0.14 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{25.82}{93,91\varepsilon} = 0,34 \end{cases}$$

VII.5.4.2 Courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{590}{300} = 1.97 > 1,2 \\ tf = 25 < 40 \end{cases}$$

$$\alpha_y = 0.21 \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\begin{cases} \phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \Rightarrow \phi_y = 0,50 \\ \phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \Rightarrow \phi_z = 0,58 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 1.02 \\ x_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,95 \end{cases}$$

$$\longrightarrow x_{min} = 0,95$$

VII.5.4.3 Calcul de K_y et K_z

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent.

$$\begin{cases} \beta_{My} = 1,8 - 0,7\phi \Rightarrow \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-279.62}{248.13} = -1.13 \longrightarrow \beta_{My} = 2.59 \\ \beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\phi \Rightarrow \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-32.28}{33.90} = -0.95 \longrightarrow \beta_{Mz} = 2.47 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_y = 0,14 \times ((2 \times 2.59) - 4) + \frac{5350 - 4787}{4787} = 0.28 < 0,9 \text{ OK} \\ \mu_z = 0,34 \times ((2 \times 2.47) - 4) + \frac{1156 - 751.4}{751.4} = 0.85 < 0,9 \text{ OK} \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_y = 1 - \frac{0.28 \times 421.29}{1.02 \times 22650 \times 355 \times 10^{-3}} = 1 < 1,5 \text{ OK} \\ K_z = 1 - \frac{0.85 \times 421.29}{1.02 \times 22650 \times 355 \times 10^{-3}} = 1 < 1,5 \text{ OK} \end{cases}$$

$$\frac{736.13}{0.95 \times 22650 \times 355 \times \frac{10^{-3}}{1.1}} + \frac{1 \times 248.13}{5350 \times 355 \times \frac{10^{-3}}{1.1}} + \frac{1 \times 33.9}{1156 \times 355 \times \frac{10^{-3}}{1.1}} = 0.34 \leq 1 \text{ La condition est vérifiée.}$$

VII.5.5 Vérification de déversement [4]

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{x_{LT} \times W_{ply} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y} \leq 1,1$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} \leq 1.$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,9$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_z = 0,34 \\ \beta_{MLT} = 2.47 \end{array} \right\} \longrightarrow \mu_{LT} = -0.02$$

$$\left. \begin{array}{l} x_z = 0,95 \\ N_{sd} = 736.13 \text{ kN} \\ A = 22650 \text{ mm}^2 \\ f_y = 355 \text{ MPa} \end{array} \right\} \longrightarrow K_{LT} = 1,00$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} + \left[\frac{L/i_z}{H/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}}; C_1 = 1,132 \\ \lambda_{LT} = \frac{400/7.05}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} + \left[\frac{400/7.05}{590/25} \right]^2 \right]^{0,25}}} = 32.99 \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,91\epsilon} = 0,43$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \\ \phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34 (0,43 - 0,2) + 0,43^2] = 0,60 \end{array} \right.$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,43^2}} = 0,98 < 1$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.2 \times 736.13}{0,95 \times 22650 \times 0,355} = 1.00 \leq 1$$

$$\frac{736.13}{0,95 \times 22650 \times 0,355} + \frac{1 \times 248.13}{0,98 \times 5350 \times 0,355} + \frac{1 \times (33.9)}{1156 \times 0,355} = 0,32 \leq 1,1 \text{ La condition est vérifiée.}$$

VII.5.6 1^{ère} Cas N_{max} , M_{sdy}^{corr} , M_{sdz}^{corr} **Tableau VII. 1: Efforts internes des poteaux sou N_{max} pour chaque niveau.**

| Niveau | Combinaison | N_{max} (kN) | M_{sdy} (kN.m) | M_{sdz} (kN.m) |
|--------|-------------|----------------|------------------|------------------|
| 9 | G+Q+Ex | 736.13 | 248.13 | 33.90 |
| 8 | G+Q+Ey | 1288.10 | 16.80 | 50.88 |
| 7 | G+Q+Ey | 1964.64 | 15.46 | 46.87 |
| 6 | G+Q+Ey | 2647.17 | 12.81 | 41.38 |
| 5 | G+Q+Ey | 3335.12 | 14.69 | 44.29 |
| 4 | G+Q+Ey | 4027.85 | 11.13 | 36.96 |
| 3 | G+Q+Ey | 4730.85 | 8.74 | 28.19 |
| 2 | G+Q+Ey | 5445.50 | 2.67 | 20.99 |
| 1 | G+Q+Ey | 6172.37 | 13.89 | 6.03 |
| RDC | G+Q+Ex | 6527.65 | 262.88 | 28.08 |

VII.5.6.1 Vérifications au flambement par flexion**Tableau VII. 2: Vérifications au flambement par flexion pour 1^{ère} cas.**

| Niveau | Profilé | Longueur de flambement | | Les coefficients | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|--------|---------|------------------------|---------------|------------------|-------|-------|-----------------------|---------------------------|
| | | L_{fy} (cm) | L_{fz} (cm) | X_{min} | K_y | K_z | | |
| 9 | HEA600 | 260 | 182 | 0.95 | 1 | 1 | 0.34 | Vérifiée |
| 8 | HEA600 | 272 | 190.4 | 0.95 | 1 | 1 | 0.42 | Vérifiée |
| 7 | HEA600 | 272 | 190.4 | 0.95 | 1 | 1 | 0.42 | Vérifiée |
| 6 | HEA600 | 272 | 190.4 | 0.95 | 1 | 1 | 0.50 | Vérifiée |
| 5 | HEB650 | 276 | 193.2 | 0.95 | 1 | 1 | 0.49 | Vérifiée |
| 4 | HEB650 | 292 | 204.4 | 0.94 | 1 | 1 | 0.55 | Vérifiée |
| 3 | HEB650 | 292 | 204.4 | 0.94 | 1 | 1 | 0.60 | Vérifiée |
| 2 | HEB800 | 296 | 207.2 | 0.92 | 1 | 1 | 0.55 | Vérifiée |
| 1 | HEB800 | 316 | 221.2 | 0.91 | 1 | 1 | 0.61 | Vérifiée |
| RDC | HEB800 | 277.5 | 194.25 | 0.94 | 1 | 1 | 0.74 | Vérifiée |

VII.5.6.2 Vérification de déversement**Tableau VII. 3: Vérifications de déversements pour 1^{ère} cas.**

| Niveau | Profilé | Les coefficients | | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|--------|---------|------------------|----------|-------|----------|-----------------------|---------------------------|
| | | X_z | X_{LT} | K_z | K_{LT} | | |
| 9 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 1 | 1 | 0.32 | Vérifiée |
| 8 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 1 | 1 | 0.31 | Vérifiée |
| 7 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 1 | 1 | 0.40 | Vérifiée |
| 6 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 1 | 1 | 0.47 | Vérifiée |
| 5 | HEB650 | 0.95 | 0.92 | 1 | 1 | 0.48 | Vérifiée |
| 4 | HEB650 | 0.94 | 0.92 | 1 | 1 | 0.52 | Vérifiée |
| 3 | HEB650 | 0.94 | 0.92 | 1 | 1 | 0.56 | Vérifiée |
| 2 | HEB800 | 0.92 | 0.93 | 1 | 1 | 0.57 | Vérifiée |
| 1 | HEB800 | 0.91 | 0.93 | 1 | 1 | 0.62 | Vérifiée |
| RDC | HEB800 | 0.94 | 0.93 | 1 | 1 | 0.75 | Vérifiée |

VII.5.7 2^{ème} Cas M_{sdy}^{max} , N^{corr} , M_{sdz}^{corr} **Tableau VII. 4: Efforts internes des poteaux sous M_{sdy}^{max} pour chaque niveau.**

| Niveau | Combinaison | M_{sdy}^{max} (kN.m) | N (kN) | M_{sdz} (kN.m) |
|--------|-------------|------------------------|---------|------------------|
| 9 | G+Q+Ey | 546.74 | 275.07 | 7.59 |
| 8 | G+Q+Ex | 347.46 | 425.23 | 6.36 |
| 7 | G+Q+Ex | 373.37 | 670.83 | 6.38 |
| 6 | G+Q+Ex | 341.95 | 881.75 | 5.68 |
| 5 | G+Q+Ex | 404.45 | 1191.14 | 6.21 |
| 4 | G+Q+Ex | 348.70 | 1393.37 | 5.39 |
| 3 | G+Q+Ex | 322.99 | 1631.79 | 4.23 |
| 2 | G+Q+Ey | 402.67 | 3577.68 | 40.73 |
| 1 | G+Q+Ex | 306.99 | 2232.71 | 2.48 |
| RDC | G+Q+Ex | 262.88 | 2545.38 | -0.50 |

VII.5.7.1 Vérifications au flambement par flexion**Tableau VII. 5: Vérifications au flambement par flexion pour 2^{ème} cas.**

| Niveau | Profilé | Longueur de flambement | | Les coefficients | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|--------|---------|------------------------|---------------------|------------------|----------------|----------------|-----------------------|---------------------------|
| | | L _y (cm) | L _z (cm) | X _{min} | K _y | K _z | | |
| 9 | HEA600 | 260 | 182 | 0.95 | 0.93 | 0.79 | 0.35 | Vérifiée |
| 8 | HEA600 | 272 | 190.4 | 0.95 | 0.63 | 0.42 | 0.22 | Vérifiée |
| 7 | HEA600 | 272 | 190.4 | 0.95 | 0.03 | -0.33 | 0.13 | Vérifiée |
| 6 | HEA600 | 272 | 190.4 | 0.95 | -0.77 | -1.30 | 0.1 | Vérifiée |
| 5 | HEB650 | 276 | 193.2 | 0.95 | 0.72 | 0.71 | 0.27 | Vérifiée |
| 4 | HEB650 | 292 | 204.4 | 0.94 | 0.65 | 0.72 | 0.28 | Vérifiée |
| 3 | HEB650 | 292 | 204.4 | 0.94 | 0.83 | 0.78 | 0.32 | Vérifiée |
| 2 | HEB800 | 324 | 226.8 | 0.91 | 0.59 | 0.34 | 0.45 | Vérifiée |
| 1 | HEB800 | 316 | 221.2 | 0.91 | 0.66 | 0.54 | 0.31 | Vérifiée |
| RDC | HEB800 | 277.5 | 194.25 | 0.94 | 0.60 | 0.47 | 0.31 | Vérifiée |

VII.5.7.2 Vérification de déversement**Tableau VII. 6: Vérifications de déversements pour 2^{ème} cas.**

| Niveau | Profilé | Les coefficients | | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|--------|---------|------------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------------|---------------------------|
| | | X _z | X _{LT} | K _z | K _{LT} | | |
| 9 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 0.79 | 1 | 0.34 | Vérifiée |
| 8 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 0.42 | 1 | 0.25 | Vérifiée |
| 7 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | -0.33 | 1 | 0.28 | Vérifiée |
| 6 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | -1.30 | 1 | 0.28 | Vérifiée |
| 5 | HEB650 | 0.95 | 0.92 | 0.71 | 1 | 0.30 | Vérifiée |
| 4 | HEB650 | 0.94 | 0.92 | 0.72 | 1 | 0.30 | Vérifiée |
| 3 | HEB650 | 0.94 | 0.92 | 0.78 | 1 | 0.31 | Vérifiée |
| 2 | HEB800 | 0.91 | 0.93 | 0.34 | 1 | 0.48 | Vérifiée |
| 1 | HEB800 | 0.91 | 0.93 | 0.54 | 1 | 0.30 | Vérifiée |
| RDC | HEB800 | 0.94 | 0.93 | 0.47 | 1 | 0.31 | Vérifiée |

VII.5.8 3^{ème} Cas M_{sdz}^{max} , N^{corr} , M_{sdy}^{corr} **Tableau VII. 7: Efforts internes des poteaux sous M_{sdz}^{max} pour chaque niveau.**

| Niveau | Combinaison | M_{sdz}^{max} (kN.m) | N (kN) | M_{sdy} (kN.m) |
|--------|-------------|------------------------|---------|------------------|
| 9 | G+Q+Ey | 89 | 142.19 | -15.38 |
| 8 | G+Q+Ey | 96.95 | 952.21 | 3.80 |
| 7 | G+Q+Ey | 108.85 | 1280.33 | 73.56 |
| 6 | G+Q+Ey | 115.05 | 1736.14 | 64.74 |
| 5 | G+Q+Ey | 145.52 | 2207.24 | 75.32 |
| 4 | G+Q+Ey | 140.59 | 2687.93 | 59.63 |
| 3 | G+Q+Ey | 136.90 | 3188.32 | 43.98 |
| 2 | G+Q+Ey | 138.92 | 3707 | 51.78 |
| 1 | G+Q+Ey | 127.87 | 4287.07 | -14.39 |
| RDC | G+Q+Ex | 95.28 | 4697.13 | 71.67 |

VII.5.8.1 Vérifications au flambement par flexion**Tableau VII. 8: Vérifications au flambement par flexion pour 3^{ème} cas.**

| Niveau | Profilé | Longueur de flambement | | Les coefficients | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|--------|---------|------------------------|---------------|------------------|-------|-------|-----------------------|---------------------------|
| | | L_{fy} (cm) | L_{fz} (cm) | X_{min} | K_y | K_z | | |
| 9 | HEA600 | 260 | 182 | 0.95 | 0.99 | 0.99 | 0.26 | Vérifiée |
| 8 | HEA600 | 272 | 190.4 | 0.95 | 1.28 | 1.30 | 0.47 | Vérifiée |
| 7 | HEA600 | 272 | 190.4 | 0.95 | 1.12 | 1.14 | 0.52 | Vérifiée |
| 6 | HEA600 | 272 | 190.4 | 0.95 | 1.17 | 1.18 | 0.60 | Vérifiée |
| 5 | HEB650 | 276 | 193.2 | 0.95 | 1.16 | 1.17 | 0.69 | Vérifiée |
| 4 | HEB650 | 292 | 204.4 | 0.94 | 1.20 | 1.22 | 0.74 | Vérifiée |
| 3 | HEB650 | 292 | 204.4 | 0.94 | 1.22 | 1.24 | 0.79 | Vérifiée |
| 2 | HEB800 | 296 | 207.2 | 0.92 | 1.19 | 1.22 | 0.69 | Vérifiée |
| 1 | HEB800 | 316 | 221.2 | 0.91 | 0.84 | 0.82 | 0.62 | Vérifiée |
| RDC | HEB800 | 277.5 | 194.25 | 0.94 | 1.07 | 1.08 | 0.65 | Vérifiée |

VII.5.8.2 Vérification de déversement**Tableau VII. 9: Vérifications de déversements pour 3^{ème} cas.**

| Niveau | Profilé | Les coefficients | | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|--------|---------|------------------|----------|-------|----------|-----------------------|---------------------------|
| | | X_z | X_{LT} | K_z | K_{LT} | | |
| 9 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 0.99 | 1 | 0.23 | Vérifiée |
| 8 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 1.30 | 1 | 0.43 | Vérifiée |
| 7 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 1.14 | 1 | 0.51 | Vérifiée |
| 6 | HEA600 | 0.95 | 0.98 | 1.18 | 1 | 0.59 | Vérifiée |
| 5 | HEB650 | 0.95 | 0.92 | 1.17 | 1 | 0.68 | Vérifiée |
| 4 | HEB650 | 0.94 | 0.92 | 1.22 | 1 | 0.71 | Vérifiée |
| 3 | HEB650 | 0.94 | 0.92 | 1.24 | 1 | 0.77 | Vérifiée |
| 2 | HEB800 | 0.92 | 0.93 | 1.22 | 1 | 0.66 | Vérifiée |
| 1 | HEB800 | 0.91 | 0.93 | 0.82 | 1 | 0.58 | Vérifiée |
| RDC | HEB800 | 0.94 | 0.93 | 1.08 | 1 | 0.63 | Vérifiée |

VII.5.9 Poteaux doubles hauteurVII.5.9.1 1^{ère} Cas N_{max} , M_{sdy}^{corr} , M_{sdz}^{corr} **Tableau VII. 10: Efforts internes des poteaux doubles hauteurs sou N_{max} .**

| Niveau | Combinaison | N_{max} (kN) | M_{sdy} (kN.m) | M_{sdz} (kN.m) |
|-----------------------|-------------|----------------|------------------|------------------|
| Poteau double hauteur | ELU | 6163.64 | 6.25 | 6.80 |

VII.5.9.1.1 Vérifications au flambement par flexion**Tableau VII. 11: Vérifications au flambement par flexion de poteau double hauteur pour 1^{ère} cas.**

| Niveau | Profilé | Longueur de flambement | | Les coefficients | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|-----------------------|---------|------------------------|---------------|------------------|-------|-------|-----------------------|---------------------------|
| | | L_{fy} (cm) | L_{fz} (cm) | X_{min} | K_y | K_z | | |
| Poteau double hauteur | HEB800 | 770 | 539 | 0.56 | 1.27 | 0.38 | 0.94 | Vérifiée |

VII.5.9.1.2 Vérification de déversement**Tableau VII. 12: Vérifications de déversements de poteau double hauteur pour 1^{ère} cas.**

| Niveau | Profilé | Les coefficients | | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|-----------------------|---------|------------------|----------|-------|----------|-----------------------|---------------------------|
| | | X_z | X_{LT} | K_z | K_{LT} | | |
| Poteau double hauteur | HEB800 | 0.56 | 0.81 | 0.38 | 0.81 | 0.92 | Vérifiée |

VII.5.9.2 2^{ème} Cas M_{sdy}^{max} , N^{corr} , M_{sdz}^{corr} **Tableau VII. 13: Efforts internes les poteaux doubles hauteurs sou M_{sdy}^{max} pour 2^{ème} cas.**

| Niveau | Combinaison | N_{max} (kN) | M_{sdy} (kN.m) | M_{sdz} (kN.m) |
|-----------------------|-------------|----------------|------------------|------------------|
| Poteau double hauteur | G+Q+Ex | 105.95 | 217.63 | 17.49 |

VII.5.9.2.1 Vérifications au flambement par flexion**Tableau VII. 14: Vérifications au flambement par flexion de poteau double hauteur pour 2^{ème} cas.**

| Niveau | Profilé | Longueur de flambement | | Les coefficients | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|-----------------------|---------|------------------------|-------------|------------------|-------|-------|-----------------------|---------------------------|
| | | Lf_y (cm) | Lf_z (cm) | X_{min} | K_y | K_z | | |
| Poteau double hauteur | HEB800 | 554.4 | 388.08 | 0.76 | 0.99 | 1 | 0.15 | Vérifiée |

VII.5.9.2.2 Vérification de déversement**Tableau VII. 15: Vérifications de déversements de poteau double hauteur pour 2^{ème} cas.**

| Niveau | Profilé | Les coefficients | | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|-----------------------|---------|------------------|----------|-------|----------|-----------------------|---------------------------|
| | | X_z | X_{LT} | K_z | K_{LT} | | |
| Poteau double hauteur | HEB800 | 0.76 | 0.81 | 1 | 1 | 0.12 | Vérifiée |

VII.5.9.3 3^{ème} Cas M_{sdz}^{max} , N^{corr} , M_{sdy}^{corr} **Tableau VII. 16: Efforts internes les poteaux doubles hauteurs M_{sdz}^{max} .**

| Niveau | Combinaison | N_{max} (kN) | M_{sdy} (kN.m) | M_{sdz} (kN.m) |
|-----------------------|-------------|----------------|------------------|------------------|
| Poteau double hauteur | G+Q+Ex | 2762.31 | 37.45 | 59.81 |

VII.5.9.3.1 Vérifications au flambement par flexion**Tableau VII. 17: Vérifications au flambement par flexion de poteau double hauteur pour 3^{ème} cas.**

| Niveau | Profilé | Longueur de flambement | | Les coefficients | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|-----------------------|---------|------------------------|---------------|------------------|-------|-------|-----------------------|---------------------------|
| | | L_{fy} (cm) | L_{fz} (cm) | X_{min} | K_y | K_z | | |
| Poteau double hauteur | HEB800 | 554.4 | 388.08 | 0.76 | 0.95 | 1.15 | 0.50 | Vérifiée |

VII.5.9.3.2 Vérification de déversement**Tableau VII. 18: Vérifications de déversements de poteau double hauteur pour 3^{ème} cas.**

| Niveau | Profilé | Les coefficients | | | | Valeur final δ | Condition $\delta \leq 1$ |
|-----------------------|---------|------------------|----------|-------|----------|-----------------------|---------------------------|
| | | X_z | X_{LT} | K_z | K_{LT} | | |
| Poteau double hauteur | HEB800 | 0.76 | 0.81 | 1.15 | 1 | 0.44 | Vérifiée |

VII.6 Conclusion**Tableau VII. 19: Tableau récapitulatif des poteaux.**

| Niveau | Poteau de centre | Poteau de rive | Poteau d'angle |
|---|------------------|----------------|----------------|
| 6 ^{ème} jusqu'à 9 ^{ème} | HEA600 | HEA600 | HEA600 |
| 3 ^{ème} jusqu'à 5 ^{ème} | HEB650 | HEB650 | HEB650 |
| RDC jusqu'à 2 ^{ème} | HEB800 | HEB800 | HEB800 |

Tableau VII. 20: Tableau récapitulatif des poteaux doubles hauteurs.

| Niveau | Poteau de centre | Poteau de rive |
|--------|------------------|----------------|
| RDC | HEB800 | HEB800 |

VII.7 Vérification des poutres principales

On a une poutre HEB700.

La longueur de la poutre $L= 10.10$ m.

A l'aide du logiciel Robot, on a obtenu les résultats suivants sous la combinaison la plus défavorable.

Avec :

$$V_{sd}=297.50 \text{ KN}$$

$$M_{sd}= 100.23 \text{ kN.m}$$

VII.7.1 Vérification de la résistance à la flexion [4]VII.7.1.1 Largeur de la dalle collaborant

$$b_{eff} = \begin{cases} \frac{2 \times L}{8} = 1.62m \\ b = 1.3m \end{cases} \longrightarrow b_{eff} = 1.3m$$

VII.7.1.2 Position de l'axe neutre

$$R_{Béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$$

$$R_{béton} = 0.57 \times 25 \times 1300 \times 105 \times 10^{-3}$$

$$R_{béton} = 1945.13 \text{ kN}$$

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

$$R_{acier} = 0.95 \times 2848 \times 355 \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 960.49 \text{ kN}$$

$$R_{béton} > R_{acier}$$

➤ Calcul de A_w :

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f)$$

$$A_w = 17 \times (700 - 2 \times 32)$$

$$A_w = 10812 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w$$

$$R_w = 0.95 \times 355 \times 10812 \times 10^{-3}$$

$$R_w = 3646.35 \text{ kN}$$

$R_{béton} < R_w \longrightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

$$M_{plrd} = R_a + \frac{h_a}{2} + R_b \times \left(\frac{h_b}{2} + h_p \right)$$

$$M_{plrd} = 960.49 + \frac{0.2}{2} + 1945.13 \times \left(\frac{0.16}{2} + 0.055 \right)$$

$$M_{plrd} = 1223.18 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 100.23 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 1223.18 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \longrightarrow$ La condition de la résistance est vérifiée.

VII.7.1.3 Vérification à l'effort tranchant [4]

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

$$V_{plrd} = \frac{355 \times 13710 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 2554.54 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 297.50 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 2554.54 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \longrightarrow$ La condition du cisaillement est vérifiée.

VII.7.1.4 Vérification à l'interaction de l'effort tranchant [4]

Il faut vérifier que : $V_{sd} < 0,5V_{plrd}$

$$V_{sd} = 297.50 \text{ kN}$$

$$0,5V_{plrd} = 1277.27 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 297.50 \text{ kN} \leq 0,5V_{plrd} = 1277.27 \text{ kN}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

VII.7.2 Vérification de la résistance à la flexion

Tableau VII. 21: Tableau de vérification de $M_{sd} < M_{plrd}$.

| Niveau | L_{poutre} (m) | M_{sd} (kN.m) | M_{plrd} (kN.m) | Condition $M_{sd} < M_{plrd}$ |
|------------------|------------------|-----------------|-------------------|-------------------------------|
| Terrasse | 10.10 | 100.23 | 1170.66 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 10.10 | 250.23 | 1170.66 | Vérifiée |
| 1 ^{ère} | 10.10 | 309.63 | 1170.66 | Vérifiée |

VII.7.3 Vérification à l'effort tranchant

Tableau VII. 22: Tableau de vérification de $V_{sd} < V_{plrd}$.

| Niveau | L_{poutre} (m) | V_{sd} (kN) | V_{plrd} (kN) | Condition $V_{sd} < V_{plrd}$ |
|------------------|------------------|---------------|-----------------|-------------------------------|
| Terrasse | 10.10 | 134.70 | 2554.54 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 10.10 | 373.50 | 2554.54 | Vérifiée |
| 1 ^{ère} | 10.10 | 148.25 | 2554.54 | Vérifiée |

VII.7.4 Vérification à l'interaction de l'effort tranchant**Tableau VII. 23: Tableau de vérification de $V_{sd} < 0.5V_{plrd}$.**

| Niveau | L_{poutre} (m) | V_{sd} (kN) | $0.5V_{plrd}$ (kN) | Condition $V_{sd} < 0.5V_{plrd}$ |
|------------------|------------------|---------------|--------------------|----------------------------------|
| Terrasse | 10.10 | 134.70 | 1277.27 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} | 10.10 | 373.50 | 1277.27 | Vérifiée |
| 1 ^{ère} | 10.10 | 148.25 | 1277.27 | Vérifiée |

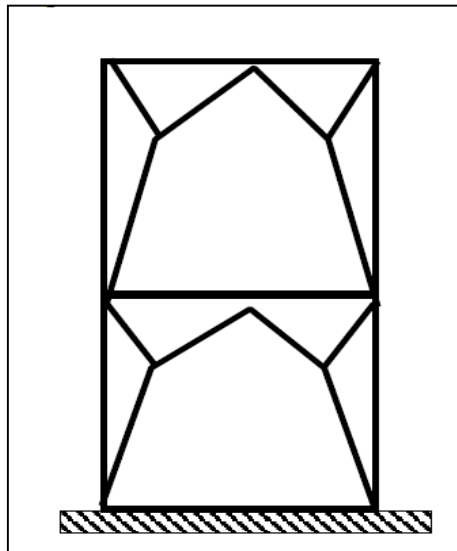
VII.7.5 Conclusion**Tableau VII. 24: Tableau récapitulatif des poutres principales.**

| Niveau | Poutre principale |
|-----------------------------------|-------------------|
| 1 ^{ère} jusqu'à Terrasse | HEB700 |

VII.8 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 V : dans ce type de palée le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

**Figure VII. 4: Le système de contreventements -Palée en (V)-**VII.8.1 Vérification des palées en (V) 2UPN320 [4]

Efforts interne tirés de logiciel Robot, on considère l'effort le plus défavorable dans les barres constituantes du K.

VII.8.1.1 Vérification à la tractionNiveau : 9^{ème} étageOn doit vérifier que : $N_{sd} < N_{trd}$

Avec :

$$\begin{cases} N_{sd} = 974.19 \text{ KN} \\ N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \end{cases}$$

N : Effort normal maximum (traction).

 N_{trd} : Effort normal plastique.

$$N_{trd} = \frac{7580 \times 355 \times 10^{-3}}{1.1} = 2446.27 \text{ kN}$$

 $N_{sd} = 974.19 \text{ KN} < N_{trd} = 2446.27 \text{ kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.VII.8.1.2 Vérification a la compressionOn doit vérifier que : $N_{csd} \leq N_{crd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$N_{crd} = 7580 \times \frac{355 \times 10^{-3}}{1.1} = 2446.27 \text{ KN}$$

 $N_{csd} = 974.19 \text{ KN} \leq N_{crd} = 2446.27 \text{ KN} \longrightarrow$ L'UPN 320 est vérifiée.VII.8.1.3 Vérification au flambement N_{brd} pour (1UPN) avec (N_{sd}), on doit vérifier que : $N_{sd} < 2N_{brd}$

$$\begin{cases} N_{sd} = 947.19 \text{ kN} \\ N_{brd} = \frac{X \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{(400 \times 0,7) / 12,1}{93,91 \times 0,81} = 0,30 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{(400 \times 0,7) / 2,81}{93,91 \times 0,81} = 1,31 \end{cases}$$

VII.8.1.3.1 Choix de la courbe

$$\frac{b}{h} = \frac{320}{100} = 3.2 > 1,2$$

 $t_f = 17.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \text{Axe y-y : courbe b} \longrightarrow (\alpha_y = 0,21) \\ \text{Axe z-z : courbe c} \longrightarrow (\alpha_z = 0,34) \end{cases}$$

VII.8.1.3.2 Coefficient de réduction

➤ Axe y-y :

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \Rightarrow \phi_y = 0,56$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \Rightarrow x_y = 0,97$$

➤ Axe z-z :

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \Rightarrow \phi_z = 1,55$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \longrightarrow x_z = 0,42$$

$$x = \min\{x_y; x_z\} = 0,42$$

$$2N_{brd} = 2 \times \frac{0,42 \times 7580 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1} = 2054,86 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 974,19 \text{ kN} < 2N_{brd} = 2054,86 \text{ kN} \longrightarrow \text{L'UPN 320 est vérifiée.}$$

VII.8.1.4 Vérification à la traction

Tableau VII. 25: Tableau de vérification de $N_{sd} < N_{trd}$.

| Niveau | Palée | N_{sd} (kN) | N_{trd} (kN) | Condition |
|---|----------|---------------|----------------|-----------|
| 5 ^{ème} jusqu'à 9 ^{ème} | 2UPN 320 | 1500.90 | 2446.27 | Vérifiée |
| 1 ^{ère} jusqu'à 4 ^{ème} | 2UPN 380 | 2125.02 | 2594.73 | Vérifiée |
| RDC | 2UPN 380 | 2369.23 | 2594.73 | Vérifiée |

VII.8.1.5 Vérification a la compression

Tableau VII. 26: Tableau de vérification de $N_{sd} < N_{crd}$.

| Niveau | Palée | N_{sd} (kN) | N_{crd} (kN) | Condition |
|---|----------|---------------|----------------|-----------|
| 5 ^{ème} jusqu'à 9 ^{ème} | 2UPN 320 | 1500.90 | 2446.27 | Vérifiée |
| 1 ^{ère} jusqu'à 4 ^{ème} | 2UPN 380 | 2125.02 | 2594.73 | Vérifiée |
| RDC | 2UPN 380 | 2369.23 | 2594.73 | Vérifiée |

VII.8.1.6 Vérification au flambement**Tableau VII. 27: Tableau de vérification de $N_{sd} < 2N_{brd}$.**

| Niveau | Palée | N_{sd} (kN) | $2N_{brd}$ (kN) | Condition |
|---|----------|---------------|-----------------|-----------|
| 5 ^{ème} jusqu'à 9 ^{ème} | 2UPN 320 | 1500.90 | 2054.86 | Vérifiée |
| 1 ^{ère} jusqu'à 4 ^{ème} | 2UPN 380 | 2125.02 | 2127.68 | Vérifiée |
| RDC | 2UPN 380 | 2369.23 | 2387.14 | Vérifiée |

VII.8.2 Conclusion**Tableau VII. 28: Tableau récapitulatif des contreventements.**

| Niveau | Palée |
|---|----------|
| 5 ^{ème} jusqu'à 9 ^{ème} | 2UPN 320 |
| 1 ^{ère} jusqu'à 4 ^{ème} | 2UPN 380 |
| RDC | 2UPN 380 |

Annexe 5 :

I. Assemblage Poteau- Poteau (HEA600-HEA600) :

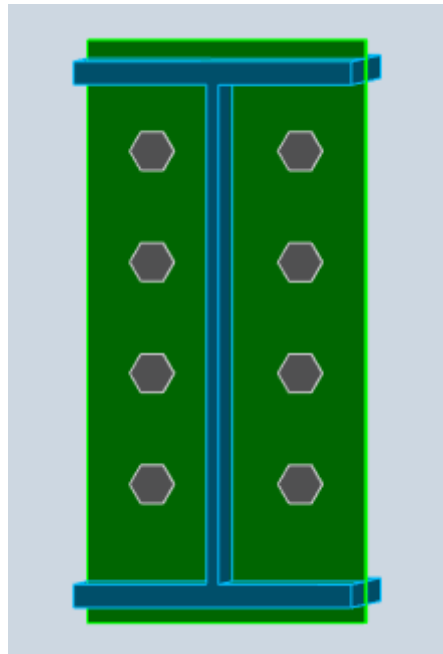


Figure I. 1 : Assemblage Poteau- Poteau (HEA600-HEA600)

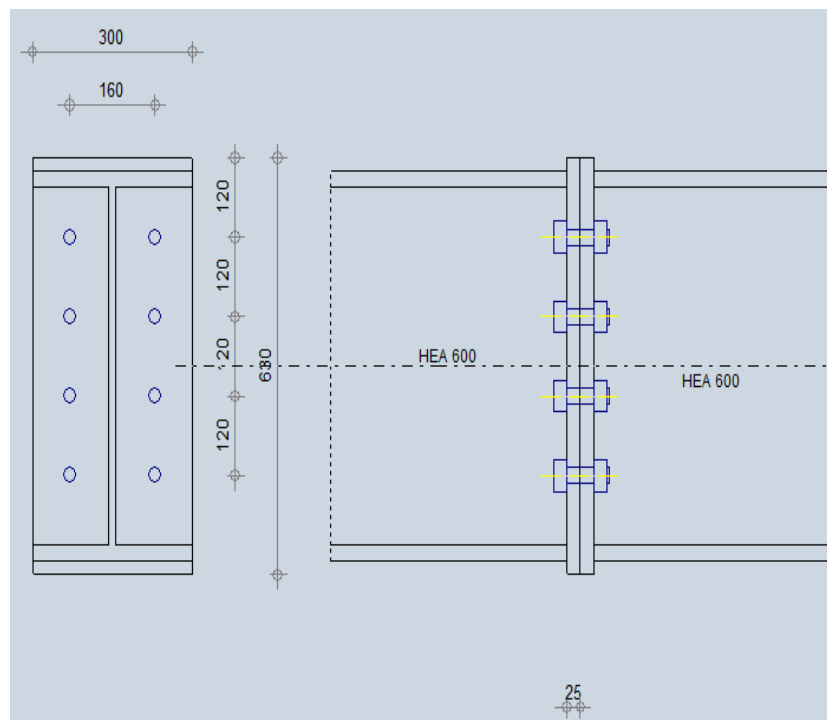


Figure I. 2 : disposition des boulons de l'Assemblage Poteau- Poteau (HEA600-HEA600)

Annexe 5 :



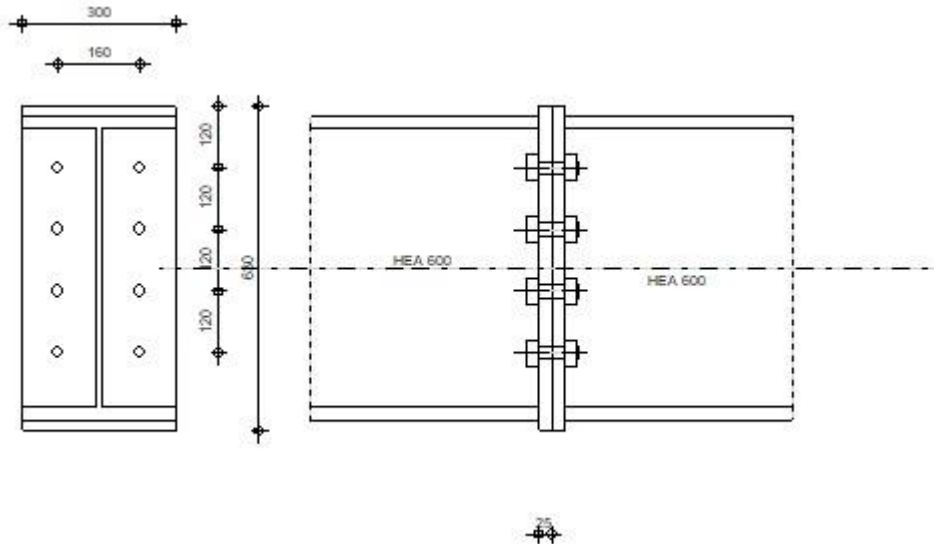
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,92



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 255
Barres de la structure: 135, 138

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: HEA 600
Barre N°: 135
 $\alpha = -180,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 590$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 25$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 226,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 141208,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E36
 $f_{yb} = 355,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: HEA 600
Barre N°: 138

Annexe 5 :

| | | | |
|---------------------|-----------|--------------------|--|
| $\alpha =$ | -0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_{br} =$ | 590 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_{fbr} =$ | 300 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wbr} =$ | 13 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fbr} =$ | 25 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_{br} =$ | 27 | [mm] | Rayon de congé de la section de la poutre |
| $A_{br} =$ | 226,46 | [cm ²] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{xbr} =$ | 141208,00 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la poutre |
| Matériau: ACIER E36 | | | |
| $f_{yb} =$ | 355,00 | [MPa] | Résistance |

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | | |
|--------------------|-------------|------|---|
| $d =$ | 24 | [mm] | Diamètre du boulon |
| Classe = | HR 10.9 | | Classe du boulon |
| $F_{tRd} =$ | 304,99 | [kN] | Résistance du boulon à la traction |
| $n_h =$ | 2 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 4 | | Nombre de rangées des boulons |
| $h_1 =$ | 120 | [mm] | Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about |
| Ecartement $e_i =$ | 160 | [mm] | |
| Entraxe $p_i =$ | 120;120;120 | [mm] | |

PLATINE

| | | | |
|---------------------|--------|-------|-------------------------|
| $h_{pr} =$ | 630 | [mm] | Hauteur de la platine |
| $b_{pr} =$ | 300 | [mm] | Largeur de la platine |
| $t_{pr} =$ | 25 | [mm] | Epaisseur de la platine |
| Matériau: ACIER E36 | | | |
| $f_{ypr} =$ | 355,00 | [MPa] | Résistance |

SOUDURES D'ANGLE

| | | | |
|---------|----|------|-----------------|
| $a_w =$ | 15 | [mm] | Soudure âme |
| $a_f =$ | 15 | [mm] | Soudure semelle |

COEFFICIENTS DE MATERIAU

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

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 7: ELU $1*1.35+2*1.50$

| | | | |
|---------------|---------|--------|--|
| $M_{b1,Ed} =$ | -417,22 | [kN*m] | Moment fléchissant dans la poutre droite |
| $V_{b1,Ed} =$ | -228,01 | [kN] | Effort tranchant dans la poutre droite |
| $N_{b1,Ed} =$ | -221,58 | [kN] | Effort axial dans la poutre droite |

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

Annexe 5 :

COMPRESSION

| | | |
|--|---|--------------------|
| $A_b = 226,46$ [cm ²] | Aire de la section | EN1993-1-1:[6.2.4] |
| $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$ | | |
| $N_{cb,Rd} = 8039,33$ [kN] | Résistance de calcul de la section à la compression | EN1993-1-1:[6.2.4] |

CISAILLEMENT

| | | |
|--|--|------------------------|
| $A_{vb} = 93,21$ [cm ²] | Aire de la section au cisaillement | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$ | | |
| $V_{cb,Rd} = 1910,43$ [kN] | Résistance de calcul de la section au cisaillement | EN1993-1-1:[6.2.6.(2)] |
| $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ | $0,12 < 1,00$ | vérifié (0,12) |

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

| | | |
|--|---|------------------------|
| $W_{plb} = 5350,39$ [cm ³] | Facteur plastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ | | |
| $M_{b,pl,Rd} = 1899,39$ [kN*m] | Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

| | | |
|---|---|--------------------|
| $W_{pl} = 5350,39$ [cm ³] | Facteur plastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5] |
| $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$ | | |
| $M_{cb,Rd} = 1899,39$ [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5] |

AILE ET AME EN COMPRESSION

| | | |
|---------------------------------|---|--------------------|
| $M_{cb,Rd} = 1899,39$ [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5] |
| $h_f = 565$ [mm] | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$ | | |
| $F_{c,fb,Rd} = 3361,75$ [kN] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées | [6.2.6.7.(1)] |

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

| Nr | m | m _x | e | e _x | p | l _{eff,cp} | l _{eff,nc} | l _{eff,1} | l _{eff,2} | l _{eff,cp,g} | l _{eff,nc,g} | l _{eff,1,g} | l _{eff,2,g} |
|----|----|----------------|----|----------------|-----|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 57 | - | 70 | - | 120 | 355 | 325 | 325 | 325 | 298 | 228 | 228 | 228 |
| 2 | 57 | - | 70 | - | 120 | 355 | 314 | 314 | 314 | 240 | 120 | 120 | 120 |
| 3 | 57 | - | 70 | - | 120 | 355 | 314 | 314 | 314 | 240 | 120 | 120 | 120 |
| 4 | 57 | - | 70 | - | 120 | 355 | 314 | 314 | 314 | 298 | 217 | 217 | 217 |

| | | |
|-----------------------|---|---|
| m | - | Distance du boulon de l'âme |
| m _x | - | Distance du boulon de l'aile de la poutre |
| e | - | Pince entre le boulon et le bord extérieur |
| e _x | - | Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal |
| p | - | Entraxe des boulons |
| l _{eff,cp} | - | Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires |
| l _{eff,nc} | - | Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires |
| l _{eff,1} | - | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 |
| l _{eff,2} | - | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 |
| l _{eff,cp,g} | - | Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires |
| l _{eff,nc,g} | - | Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires |
| l _{eff,1,g} | - | Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1 |
| l _{eff,2,g} | - | Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2 |

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

| | | |
|---------------------------------------|---|-------|
| $N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd})$ | | |
| $N_{j,Rd} = 8039,33$ [kN] | Résistance de l'assemblage à la compression | [6.2] |

Annexe 5 :

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,03 < 1,00$$

vérifié

$$(0,03)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 304,99$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 671,80$ [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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

| F_{t1,Rd,comp} - Formule | F_{t1,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$ | 609,98 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(1)} = 609,98$ | 609,98 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(1)} = 1498,02$ | 1498,02 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 1343,60$ | 1343,60 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} = 3361,75$ | 3361,75 | Aile de la poutre - compression |

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

| F_{t2,Rd,comp} - Formule | F_{t2,Rd,comp} | Composant |
|--|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$ | 369,87 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(2)} = 609,98$ | 609,98 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(2)} = 1447,35$ | 1447,35 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 1343,60$ | 1343,60 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 3361,75 - 609,98$ | 2751,77 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 979,86 - 609,98$ | 369,87 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1605,05 - 609,98$ | 995,06 | Ame de la poutre - traction - groupe |

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

| F_{t3,Rd,comp} - Formule | F_{t3,Rd,comp} | Composant |
|--|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$ | 442,67 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(3)} = 609,98$ | 609,98 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(3)} = 1447,35$ | 1447,35 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 1343,60$ | 1343,60 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 3361,75 - 979,86$ | 2381,89 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 885,35 - 369,87$ | 515,48 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1107,60 - 369,87$ | 737,73 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1422,53 - 979,86$ | 442,67 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 2158,85 - 979,86$ | 1178,99 | Ame de la poutre - traction - groupe |

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$F_{t3,Rd} = 282,84$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

Annexe 5 :

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 234,35 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

| F_{t4,Rd,comp} - Formule | F_{t4,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$ | 609,98 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(4)} = 609,98$ | 609,98 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(4)} = 1447,35$ | 1447,35 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 1343,60$ | 1343,60 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 3361,75 - 1214,20$ | 2147,55 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 970,23 - 234,35$ | 735,88 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1554,37 - 234,35$ | 1320,03 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1412,90 - 604,22$ | 808,69 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 2108,17 - 604,22$ | 1503,96 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1950,08 - 1214,20$ | 735,88 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 3159,42 - 1214,20$ | 1945,22 | Ame de la poutre - traction - groupe |

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 119,27 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 98,82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

| Nr | h _j | F _{tj,Rd} | F _{t,fc,Rd} | F _{t,wc,Rd} | F _{t,ep,Rd} | F _{t,wb,Rd} | F _{t,Rd} | B _{p,Rd} |
|----|----------------|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|
| 1 | 448 | 609,98 | - | - | 609,98 | 1498,02 | 609,98 | 1343,60 |
| 2 | 328 | 369,87 | - | - | 609,98 | 1447,35 | 609,98 | 1343,60 |
| 3 | 208 | 234,35 | - | - | 609,98 | 1447,35 | 609,98 | 1343,60 |
| 4 | 88 | 98,82 | - | - | 609,98 | 1447,35 | 609,98 | 1343,60 |

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 451,37 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,92 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,92)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 260,58 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 304,99 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 594,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 594,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

| Nr | F _{tj,Rd,N} | F _{tj,Ed,N} | F _{tj,Rd,M} | F _{tj,Ed,M} | F _{tj,Ed} | F _{vj,Rd} |
|----|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 1 | 609,98 | -55,40 | 609,98 | 563,83 | 508,44 | 210,87 |
| 2 | 609,98 | -55,40 | 369,87 | 341,89 | 286,49 | 346,32 |
| 3 | 609,98 | -55,40 | 234,35 | 216,62 | 161,22 | 422,77 |
| 4 | 609,98 | -55,40 | 98,82 | 91,34 | 35,95 | 499,21 |

Annexe 5 :

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1479,17 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

| | | | | |
|---|-----------|--------------------|--|--------------|
| $A_w =$ | 305,70 | [cm ²] | Aire de toutes les soudures | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wy} =$ | 159,90 | [cm ²] | Aire des soudures horizontales | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wz} =$ | 145,80 | [cm ²] | Aire des soudures verticales | [4.5.3.2(2)] |
| $I_{wy} =$ | 159248,89 | [cm ⁴] | Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. | [4.5.3.2(5)] |
| $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$ | -61,17 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.2(6)] |
| $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$ | -50,14 | [MPa] | Contraintes dans la soudure verticale | [4.5.3.2(5)] |
| $\tau_{\parallel} =$ | -15,64 | [MPa] | Contrainte tangentielle | [4.5.3.2(5)] |
| $\beta_w =$ | 0,90 | | Coefficient de corrélation | [4.5.3.2(7)] |

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 122,33 < 440,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 103,88 < 440,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 61,17 < 356,40 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

| | | | | |
|--------------|----|------|-------------------------------------|---------------|
| $t_{wash} =$ | 5 | [mm] | Epaisseur de la plaquette | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{head} =$ | 17 | [mm] | Hauteur de la tête du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{nut} =$ | 24 | [mm] | Hauteur de l'écrou du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $L_b =$ | 81 | [mm] | Longueur du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $k_{10} =$ | 7 | [mm] | Coefficient de rigidité des boulons | [6.3.2.(1)] |

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

| Nr | h _j | k ₃ | k ₄ | k ₅ | k _{eff,j} | k _{eff,j} h _j | k _{eff,j} h _j ² |
|----|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|-----------------------------------|--|
| | | | | | Somme | 35,88 | 1235,17 |
| 1 | 448 | ∞ | ∞ | 18 | 4 | 17,53 | 784,35 |
| 2 | 328 | ∞ | ∞ | 9 | 3 | 9,18 | 300,75 |
| 3 | 208 | ∞ | ∞ | 9 | 3 | 5,82 | 120,73 |
| 4 | 88 | ∞ | ∞ | 17 | 4 | 3,35 | 29,33 |

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad \text{[6.3.3.1.(2)]}$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 344 \quad \text{[mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad \text{[6.3.3.1.(3)]}$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 10 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad \text{[6.3.3.1.(1)]}$$

Annexe 5 :

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 K_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 259384,82 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,42 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 107337,28 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 593073,60 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 37067,10 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

II. Assemblage barre de contreventement (UPN320-UPN320-UP N320) :

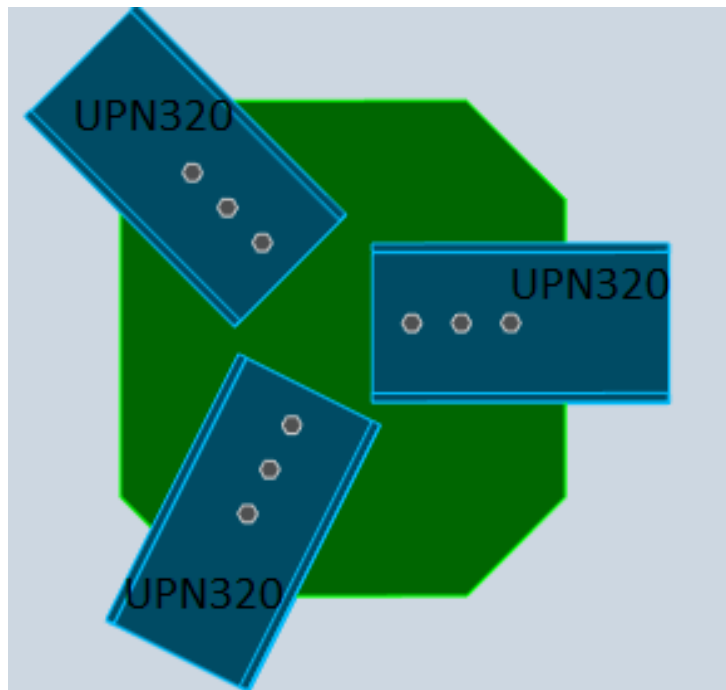


Figure II. 1: Assemblage barre de contreventement (UPN320-UPN320-UP N320)

Annexe 5 :

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
Noeud de la structure: 5055
Barres de la structure: 380, 382, 384,

GEOMETRIE

BARRES

| | | Barre 2 | Barre 3 | Barre 5 | | |
|------------------|----------------|-----------|-----------|-----------|--|-----------------|
| Barre N°: | | 380 | 382 | 384 | | |
| Profilé: | | 2 UPN 320 | 2 UPN 320 | 2 UPN 320 | | |
| | h | 320 | 320 | 320 | | mm |
| | b _f | 100 | 100 | 100 | | mm |
| | t _w | 14 | 14 | 14 | | mm |
| | t _f | 18 | 18 | 18 | | mm |
| | r | 18 | 18 | 18 | | mm |
| | A | 151,60 | 151,60 | 151,60 | | cm ² |
| Matériau: | | ACIER E36 | ACIER E36 | ACIER E36 | | |
| | f _y | 355,00 | 355,00 | 355,00 | | MPa |
| | f _u | 495,00 | 495,00 | 495,00 | | MPa |
| Angle | α | 0,0 | 45,0 | 243,4 | | Deg |
| Longueur | l | 2,24 | 1,41 | 3,16 | | m |

BOULONS

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9

Classe du boulon

d = 20 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 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

f_{ub} = 1200,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 100;100 [mm]

e₁ = 80 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e₂ = 160 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 60 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9

Classe du boulon

d = 20 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 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

f_{ub} = 1200,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 100;100 [mm]

Annexe 5 :

$e_1 = 80$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 160$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 5

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

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
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 100;100 [mm]
 $e_1 = 80$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 160$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 900$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 1000$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 100$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 100$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 200$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 200$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 200$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 200$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 200$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 200$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-7; -42)

$e_v = 550$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 450$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.
Matériau: ACIER E36
 $f_y = 355,00$ [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: 17: $G+Q+1.5EX (1+2) * 1.00+4*1.50$

$N_{b2,Ed} = -915,63$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -896,26$ [kN] Effort axial

Annexe 5 :

$N_{b2,Ed} = -915,63$ [kN] Effort axial
 $N_{b5,Ed} = -658,50$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 361,91$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1x} = 554,4$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$
 $= 0$] trou 2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 554,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 396,00$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 396,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -305,21$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
 $F_{x,Ed} = -305,21$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$
 $F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$
 $F_{Ed} = 305,21$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
 $F_{Rdx} = 396,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
 $F_{Rdz} = 396,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
 $|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-305,21| < 396,00$ **vérifié** (0,77)
 $|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0,00| < 396,00$ **vérifié** (0,00)

Annexe 5 :

| | |
|--|---|
| $F_{NSd} = -305,21$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$ |
| $F_{Ed} \leq F_{vRd}$ | $305,21 < 361,91$ vérifié (0,84) |

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | |
|--|---|
| $A = 75,80$ [cm ²] Aire de la section transversale du profilé en U | $A_{net} = A - t \cdot d_0$ |
| $A_{net} = 72,72$ [cm ²] Aire de la section nette | |
| $N_{uRd} = 2591,74$ [kN] Résistance de calcul de la section nette | $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$ |
| $N_{plRd} = 2690,90$ [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_{tRd}$ | $ -457,82 < 2591,74$ vérifié (0,18) |
| $ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$ | $ -457,82 < 2690,90$ vérifié (0,17) |

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | |
|--|--|
| $A_{nt} = 20,86$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $A_{nv} = 31,50$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction | |
| $V_{effRd} = 1058,6$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ -457,82 < 1058,65$ vérifié (0,43) |

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

| | |
|--|---|
| $F_{v,Rd} = 361,91$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement | $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$ |
|--|---|

Pression du boulon sur la barre

| | | |
|---------------------------|--|---|
| Direction x | | |
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 1,00$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd1x} = 554,4$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$ |

| | | |
|----------------------------|---|---|
| Direction z | | |
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd1z} = 554,40$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$ |

Pression du boulon sur la platine

| | | |
|---------------------------|--|---|
| Direction x | | |
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 1,00$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2x} = 396,0$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$ |

Direction z

Annexe 5 :

| | | |
|----------------------------|---|---|
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2z} = 396,00$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^* t_i / \gamma_{M2}$ |

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

| | | |
|---------------------------|---|---|
| $F_{NSd} = -298,75$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$ |
| $F_{x,Ed} = -298,75$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{MSd}$ |
| $F_{Ed} = 298,75$ [kN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{Rdx} = 396,00$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 396,00$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ -298,75 < 396,00$ | vérifié (0,75) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0,00 < 396,00$ | vérifié (0,00) |
| $F_{Ed} \leq F_{vRd}$ | $298,75 < 361,91$ | vérifié (0,83) |

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | |
|--------------------------------------|--|---|
| $A = 75,80$ [cm ²] | Aire de la section transversale du profilé en U | |
| $A_{net} = 72,72$ [cm ²] | Aire de la section nette | $A_{net} = A - t^* d_0$ |
| $N_{uRd} = 2591,74$ [kN] | Résistance de calcul de la section nette | $N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$ |
| $N_{plRd} = 2690,90$ [kN] | Résistance de calcul plastique de la section brute | $N_{plRd} = A * f_{y3} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{iRd}$ | $ -448,13 < 2591,74$ | vérifié (0,17) |
| $ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$ | $ -448,13 < 2690,90$ | vérifié (0,17) |

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | | |
|-------------------------------------|--|--|
| $A_{nt} = 20,86$ [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $A_{nv} = 31,50$ [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | |
| $V_{effRd} = 1058,6$ [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ -448,13 < 1058,65$ | vérifié (0,42) |

BARRE 5

RESISTANCE DES BOULONS

| | | |
|--------------------------|---|---|
| $F_{v,Rd} = 361,91$ [kN] | Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement | $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$ |
|--------------------------|---|---|

Pression du boulon sur la barre

| | | |
|---------------------------|--|--|
| Direction x | | |
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bx} = 1,00$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd1x} = 554,4$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^* t_i / \gamma_{M2}$ |

| | | |
|----------------------|--|--|
| Direction z | | |
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |

Annexe 5 :

| | | | |
|----------------------------|---|----------------|---|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié | |
| $F_{b,Rd1z} = 554,40$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | | $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 t / \gamma_{M2}$ |

Pression du boulon sur la platine

Direction x

| | | | |
|----------------------------|--|--|---|
| $k_{1x} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ | |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié | |
| $\alpha_{bx} = 1,00$ | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ | |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié | |
| $F_{b,Rd2x} = 396,00$ [kN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | | $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d^2 t / \gamma_{M2}$ |

Direction z

| | | | |
|----------------------------|---|--|---|
| $k_{1z} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ | |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié | |
| $\alpha_{bz} = 1,00$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ | |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié | |
| $F_{b,Rd2z} = 396,00$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | | $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 t / \gamma_{M2}$ |

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

| | | | |
|---------------------------|---|----------------|---|
| $F_{NSd} = -219,50$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | | $F_{NSd} = N_{b5,Ed}/n$ |
| $F_{x,Ed} = -219,50$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | | $F_{x,Ed} = F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | | $F_{z,Ed} = F_{MSd}$ |
| $F_{Ed} = 219,50$ [kN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | | $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{Rdx} = 396,00$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | | $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 396,00$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | | $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ -219,50 < 396,00$ | vérifié | (0, 55) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 0,00 < 396,00$ | vérifié | (0, 00) |
| $F_{Ed} \leq F_{vRd}$ | $219,50 < 361,91$ | vérifié | (0, 61) |

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | | |
|--|--|----------------|--|
| $A = 75,80$ [cm ²] | Aire de la section transversale du profilé en U | | |
| $A_{net} = 72,72$ [cm ²] | Aire de la section nette | | $A_{net} = A - t \cdot d_0$ |
| $N_{uRd} = 2591,74$ [kN] | Résistance de calcul de la section nette | | $N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u5}) / \gamma_{M2}$ |
| $N_{plRd} = 2690,90$ [kN] | Résistance de calcul plastique de la section brute | | $N_{plRd} = A \cdot f_{y5} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{tRd}$ | $ -329,25 < 2591,74$ | vérifié | (0, 13) |
| $ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$ | $ -329,25 < 2690,90$ | vérifié | (0, 12) |

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | | | |
|--|--|----------------|--|
| $A_{nt} = 20,86$ [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv} = 31,50$ [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd} = 1058,65$ [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | | $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ -329,25 < 1058,65$ | vérifié | (0, 31) |

Annexe 5 :

III. Assemblage pied de poteau HEB800 :

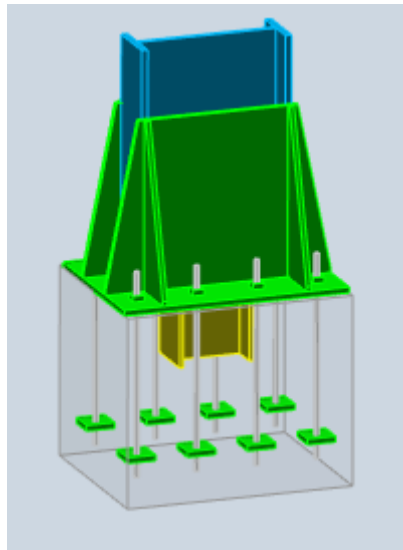


Figure III. 1: Assemblage pied de poteau HEB800

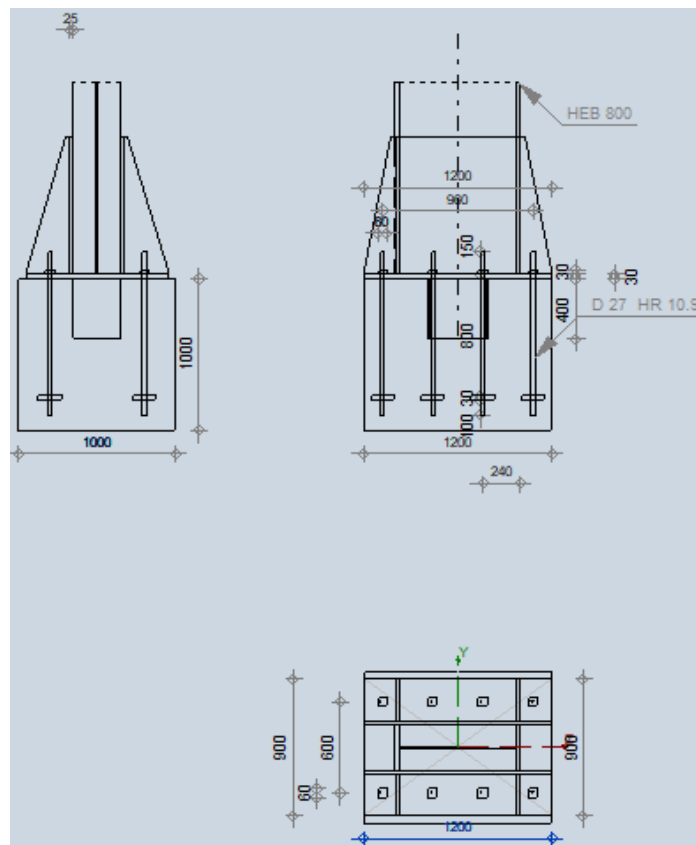


Figure III. 2: disposition des boulons de l'Assemblage pied de poteau HEB800

Annexe 5 :



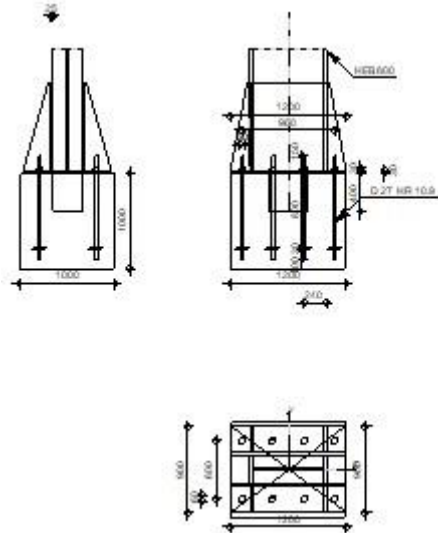
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,84



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 13
Barres de la structure: 15

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 800
Barre N°: 15
 $L_c = 3,70$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 800$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 18$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 33$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 30$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 334,18$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 359084,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E36
 $f_{yc} = 355,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 495,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1200$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 900$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Annexe 5 :

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
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 27$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 4,59$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 5,73$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 320; 320$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 600$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 150$ [mm]
 $L_2 = 800$ [mm]
 $L_3 = 100$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 150$ [mm] Longueur
 $b_p = 150$ [mm] Largeur
 $t_p = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E36
 $f_y = 355,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 30$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: HEA 400

$l_w = 400$ [mm] Longueur
Matériau: ACIER E36
 $f_{yw} = 355,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 1200$ [mm] Longueur
 $w_s = 900$ [mm] Largeur
 $h_s = 900$ [mm] Hauteur
 $t_s = 25$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 25$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 25$ [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

Annexe 5 :

SEMELLE ISOLEE

| | | | |
|-----|------|------|------------------------|
| L = | 1200 | [mm] | Longueur de la semelle |
| B = | 1000 | [mm] | Largeur de la semelle |
| H = | 1000 | [mm] | Hauteur de la semelle |

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

| | | | |
|---------|----|------|-------------------------------------|
| $a_p =$ | 15 | [mm] | Plaque principale du pied de poteau |
| $a_w =$ | 15 | [mm] | Bêche |
| $a_s =$ | 15 | [mm] | Raidisseurs |

EFFORTS

Cas: 9: G+Q+EX (1+2+4) *1.00

| | | | |
|----------------|----------|--------|--------------------|
| $N_{j,Ed} =$ | -3459,76 | [kN] | Effort axial |
| $V_{j,Ed,y} =$ | -30,73 | [kN] | Effort tranchant |
| $V_{j,Ed,z} =$ | 495,50 | [kN] | Effort tranchant |
| $M_{j,Ed,y} =$ | -1243,53 | [kN*m] | Moment fléchissant |
| $M_{j,Ed,z} =$ | 24,30 | [kN*m] | Moment fléchissant |

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 11,71$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 95$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 224$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 491$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 1097,81$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 4330,00$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 3633,76$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 22,07$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 7809,94$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 2426,53$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 3363,62$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

Annexe 5 :

| | | | |
|-------------------------------------|------|--|---------------|
| $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$ | | | |
| $F_{c,Rd,n} = 17233,99$ | [kN] | Résistance du béton à la compression | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{c,Rd,y} = 5354,56$ | [kN] | Résistance du béton à la flexion M_y | [6.2.8.3.(1)] |
| $F_{c,Rd,z} = 7422,42$ | [kN] | Résistance du béton à la flexion M_z | [6.2.8.3.(1)] |

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

| | | | |
|--|--------------------|---|------------------------|
| $CL = 3,00$ | | Classe de la section | EN 1993-1-1:[5.5.2] |
| $W_{el,y} = 24869,28$ | [cm ³] | Facteur élastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,y} = 8828,60$ | [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5] |
| $h_{f,y} = 829$ | [mm] | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$ | | | |
| $F_{c,fc,Rd,y} = 10650,16$ | [kN] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées | [6.2.6.7.(1)] |
| $W_{el,z} = 9295,31$ | [cm ³] | Facteur élastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,z} = 3299,84$ | [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5] |
| $h_{f,z} = 416$ | [mm] | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$ | | | |
| $F_{c,fc,Rd,z} = 7930,45$ | [kN] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées | [6.2.6.7.(1)] |

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

| | | | |
|--|------|---|---------------|
| $N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$ | | | |
| $N_{j,Rd} = 17233,99$ | [kN] | Résistance de la semelle à l'effort axial | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$ | | | |
| $F_{c,Rd,y} = 5354,56$ | [kN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |
| $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$ | | | |
| $F_{c,Rd,z} = 7422,42$ | [kN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

| | | | |
|---------------------------------------|---------------|---------|--------|
| $N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) | $0,20 < 1,00$ | vérifié | (0,20) |
|---------------------------------------|---------------|---------|--------|

| | | | |
|------------------------|--------|---|---------------|
| $e_y = 359$ | [mm] | Excentricité de l'effort axial | [6.2.8.3] |
| $Z_{c,y} = 414$ | [mm] | Bras de levier $F_{c,Rd,y}$ | [6.2.8.1.(2)] |
| $Z_{t,y} = 480$ | [mm] | Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ | [6.2.8.1.(3)] |
| $M_{j,Rd,y} = 2061,48$ | [kN*m] | Résistance de l'assemblage à la flexion | [6.2.8.3] |

| | | | |
|---|---------------|---------|--------|
| $M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) | $0,60 < 1,00$ | vérifié | (0,60) |
|---|---------------|---------|--------|

| | | | |
|-----------------------|--------|---|---------------|
| $e_z = 7$ | [mm] | Excentricité de l'effort axial | [6.2.8.3] |
| $Z_{c,z} = 208$ | [mm] | Bras de levier $F_{c,Rd,z}$ | [6.2.8.1.(2)] |
| $Z_{t,z} = 300$ | [mm] | Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ | [6.2.8.1.(3)] |
| $M_{j,Rd,z} = 100,85$ | [kN*m] | Résistance de l'assemblage à la flexion | [6.2.8.3] |

| | | | |
|---|---------------|---------|--------|
| $M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23) | $0,24 < 1,00$ | vérifié | (0,24) |
|---|---------------|---------|--------|

| | | | |
|--|---------------|---------|--------|
| $M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | $0,84 < 1,00$ | vérifié | (0,84) |
|--|---------------|---------|--------|

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

| | | |
|---|--|---------------|
| $\alpha_{d,y} = 1,72$ | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,y} = 1,00$ | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ | [Tableau 3.4] |
| $k_{1,y} = 2,50$ | Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$ | | |

Annexe 5 :

$F_{1,vb,Rd,y} = 801,90$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,38$ 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]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z} = 801,90$ [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)]

$A_{vb} = 5,73$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1200,00$ [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)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd} = 136,31$ [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)]

$N_{c,Ed} = 3459,76$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 1037,93$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,y} = 3640,00$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,z} = 2800,00$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 5768,44$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ 0,01 < 1,00 **vérifié** (0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 4928,44$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ 0,10 < 1,00 **vérifié** (0,10)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ 0,11 < 1,00 **vérifié** (0,11)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 61,25$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 612,53$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 306$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 334416,09$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 5,05$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 11,44$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 27,22$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 47,42$ [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)

Annexe 5 :

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

| | | | | |
|---|-----------|--------------------|--|-----------------------------------|
| $M_1 =$ | 115,81 | [kN*m] | Moment fléchissant du raidisseur | |
| $Q_1 =$ | 842,23 | [kN] | Effort tranchant du raidisseur | |
| $Z_s =$ | 273 | [mm] | Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque) | |
| $I_s =$ | 368235,00 | [cm ⁴] | Moment d'inertie du raidisseur | |
| $\sigma_d =$ | 7,65 | [MPa] | Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_g =$ | 20,65 | [MPa] | Contrainte normale dans les fibres supérieures | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\tau =$ | 37,43 | [MPa] | Contrainte tangentielle dans le raidisseur | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_z =$ | 65,29 | [MPa] | Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) | | | | 0,18 < 1,00 vérifié (0,18) |

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

| | | | | |
|--|-------|-------|--|-----------------------------------|
| $\sigma_{\perp} =$ | 34,54 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$ | 34,54 | [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{yII} =$ | -0,57 | [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{zII} =$ | 5,27 | [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_W =$ | 0,90 | | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) | | | | 0,10 < 1,00 vérifié (0,10) |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) | | | | 0,16 < 1,00 vérifié (0,16) |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) | | | | 0,14 < 1,00 vérifié (0,14) |

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

| | | | | |
|---|-------|-------|---|-----------------------------------|
| $\sigma_{\perp} =$ | 0,00 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$ | 0,00 | [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{II} =$ | 68,06 | [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$ | 0,00 | [MPa] | Contrainte totale équivalente | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_W =$ | 0,90 | | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) | | | | 0,27 < 1,00 vérifié (0,27) |

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

| | | | | |
|---|-------|-------|---|-----------------------------------|
| $\sigma_{\perp} =$ | 20,22 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$ | 20,22 | [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{II} =$ | 31,19 | [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$ | 67,49 | [MPa] | Contrainte totale équivalente | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_W =$ | 0,90 | | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) | | | | 0,15 < 1,00 vérifié (0,15) |

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

| | | | | |
|---|--------|-------|---|-----------------------------------|
| $\sigma_{\perp} =$ | 72,19 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$ | 72,19 | [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{II} =$ | 23,38 | [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$ | 149,95 | [MPa] | Contrainte totale équivalente | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_W =$ | 0,90 | | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) | | | | 0,34 < 1,00 vérifié (0,34) |

Annexe 5 :

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

| | | | | |
|--|--------|-------|---|-------------------------------------|
| $\sigma_{\perp} =$ | 72,19 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$ | 72,19 | [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\parallel} =$ | 40,72 | [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$ | 160,68 | [MPa] | Contrainte totale équivalente | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_W =$ | 0,90 | | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) | | | | $0,37 < 1,00$ vérifié (0,37) |

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

| | | | | |
|---|------------|--------|---|----------------|
| $b_{eff} =$ | 224 | [mm] | Largeur efficace de la semelle de tronçon T | [6.2.5.(3)] |
| $l_{eff} =$ | 491 | [mm] | Longueur efficace de la semelle de tronçon en T | [6.2.5.(3)] |
| $k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$ | | | | |
| $k_{13,y} =$ | 40 | [mm] | Coef. de rigidité du béton comprimé | [Tableau 6.11] |
| | | | | |
| $l_{eff} =$ | 720 | [mm] | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 | [6.2.6.5] |
| $m =$ | 133 | [mm] | Pince boulon-bord de renforcement | [6.2.6.5] |
| $k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$ | | | | |
| $k_{15,y} =$ | 7 | [mm] | Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction | [Tableau 6.11] |
| | | | | |
| $L_b =$ | 290 | [mm] | Longueur efficace du boulon d'ancrage | [Tableau 6.11] |
| $k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$ | | | | |
| $k_{16,y} =$ | 3 | [mm] | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction | [Tableau 6.11] |
| | | | | |
| $\lambda_{0,y} =$ | 0,15 | | Elancement du poteau | [5.2.2.5.(2)] |
| $S_{j,ini,y} =$ | 2857220,28 | [kN*m] | Rigidité en rotation initiale | [Tableau 6.12] |
| $S_{j,rig,y} =$ | 6114132,97 | [kN*m] | Rigidité de l'assemblage rigide | [5.2.2.5] |
| $S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE | | | | [5.2.2.5.(2)] |

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

| | | | | |
|---|------------|--------|---|----------------|
| $k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$ | | | | |
| $k_{13,z} =$ | 69 | [mm] | Coef. de rigidité du béton comprimé | [Tableau 6.11] |
| | | | | |
| $l_{eff} =$ | 720 | [mm] | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 | [6.2.6.5] |
| $m =$ | 133 | [mm] | Pince boulon-bord de renforcement | [6.2.6.5] |
| $k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$ | | | | |
| $k_{15,z} =$ | 7 | [mm] | Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction | [Tableau 6.11] |
| | | | | |
| $L_b =$ | 290 | [mm] | Longueur efficace du boulon d'ancrage | [Tableau 6.11] |
| $k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$ | | | | |
| $k_{16,z} =$ | 3 | [mm] | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction | [Tableau 6.11] |
| | | | | |
| $\lambda_{0,z} =$ | 0,73 | | Elancement du poteau | [5.2.2.5.(2)] |
| $S_{j,ini,z} =$ | 1260091,93 | [kN*m] | Rigidité en rotation initiale | [6.3.1.(4)] |
| $S_{j,rig,z} =$ | 253765,70 | [kN*m] | Rigidité de l'assemblage rigide | [5.2.2.5] |
| $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE | | | | [5.2.2.5.(2)] |

VIII.1 Introduction

L'assemblage est un dispositif qui assure la liaison entre les différents éléments qui constituent notre construction et la continuité de la transmission des diverses sollicitations. Ce qu'il faut garder à l'esprit : la simplicité de conception est à rechercher dans le choix des dispositifs d'assemblages, ceci afin d'avoir :

Transmission des efforts plus claire, calculs plus exacts et matériaux mieux utilisés.

La vérification des assemblages se fait en suivant la transmission de chaque effort dans chaque pièce, la résistance d'un assemblage étant celle de son point le plus faible. On a donc intérêt à réaliser le même degré de sécurité pour tous les éléments.

VIII.2 Les différents types d'assemblages

- Assemblages articulés : ils transmettent les efforts normaux et tranchants.
- Assemblages encastrés : ils transmettent en plus les moments.

VIII.3 Choix d'un type d'assemblage

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

VIII.4 Mode de fixation

On distingue trois modes de fixation utilisés :

- Revidage : ouvrage ancien, n'est plus guère utilisé.
- Soudage : très utilisé mais mise en œuvre moins facile et coût plus important.
- Boulonnage : très utilisé pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR).

Tableau VIII. 1: Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons. [4]

| Class | 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 |

Tableau VIII. 2: Joue des trous en fonction des boulons. [10]

| | | | |
|-------------|---------|---------|------------|
| Les boulons | M12-M14 | M16-M24 | $\geq M27$ |
| d_0 | $d+1$ | $d+2$ | $d+3$ |

Tableau VIII. 3: Coefficient partiels de sécurité. [4]

| | | |
|------------------------|--------------------|--------------------|
| | Cisaillement | Traction |
| Résistance des boulons | $\gamma_{Mb}=1.25$ | $\gamma_{Mb}=1.50$ |

Tableau VIII. 4: La section des boulons. [10]

| | | | | | | | |
|-----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Diamètre d '(mm) | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 |
| La section A_s (mm) | 115 | 157 | 192 | 245 | 303 | 353 | 459 |

Tableau VIII. 5: Résistance à la traction des pièces. [4]

| | | | |
|--------------|------|------|------|
| Acier | S235 | S275 | S355 |
| f_u en Mpa | 360 | 430 | 510 |

Tableau VIII. 6: Valeur de facteur de corrélation. [4]

| | | | |
|--------------|------|------|------|
| f_u en Mpa | 360 | 430 | 510 |
| β_w | 0.80 | 0.85 | 0.90 |

VIII.5 Coefficient de frottement [4]

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour 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.

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

- Assemblage poutre principale-solive. (manuel)
- Assemblage poteau-poutres. (manuel)
- Assemblage poteau-poteau. (avec logiciel robot voir ANNEX5)
- Assemblage contreventements. (avec logiciel robot voir ANNEX5)
- Assemblage pied de poteau. (avec logiciel robot voir ANNEX5)

VIII.6 Assemblage poutre principale – solive (HEB700-IPE330)

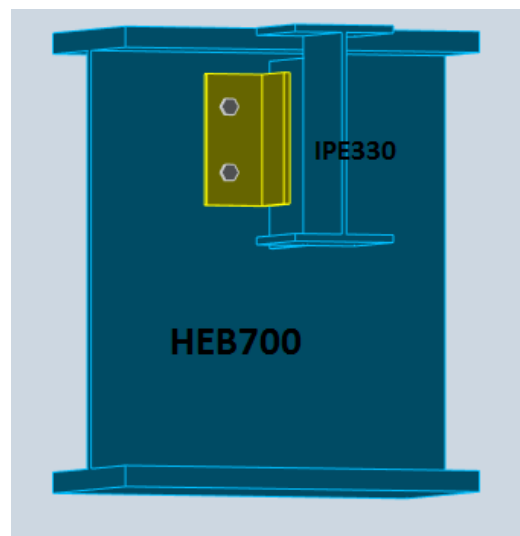


Figure VIII. 1: assemblage Poutre Principale HEB700 – Solive IPE330

Tableau VIII. 7: Caractéristiques géométriques des profilés HEB700 et IPE330.

| Profilé | | Les caractéristiques en (mm) | | | | |
|-------------------|--------|------------------------------|--------|--------|------------|------------|
| | | A (mm ²) | b (mm) | H (mm) | t_w (mm) | t_f (mm) |
| Poutre principale | HEB700 | 306400 | 300 | 700 | 17 | 32 |
| Solive | IPE330 | 62600 | 160 | 330 | 7.5 | 11.5 |

- L'effort tranchant :

$$V_{sd} = 27.26 \text{ kN}$$

VIII.6.1 Dimensionnement d'assemblageVIII.6.1.1 Pré dimensionnement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad [9]$$

Avec :

$F_{v,sd}$: résistance de calcul au cisaillement par boulon.

$F_{v,Rd} = \frac{V_{sd}}{n}$: effort de cisaillement de calcul par boulon.

V_{sd} : effort fléchissant vertical.

A_s : aire de la section transversal.

n : nombre de boulon.

$$F_{v,sd} = \frac{27.26}{4} = 6.82 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{6.82 \times 10^{-3} \times 1.25}{0.6 \times 400} = 35.46 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de $\varnothing = 14$ de classe 5.8 ($A_s = 115 \text{ mm}^2$)

Boulon classe 5.8 : $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

$d_0 = d + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$; $t = t_{f.solive} = 11.5 \text{ mm}$

VIII.6.1.2 Disposition constructive des boulons [7]

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \longrightarrow 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \longrightarrow 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \longrightarrow 22.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm} ; p_1 = 100 \text{ mm} ; e_2 = 65 \text{ mm}$$

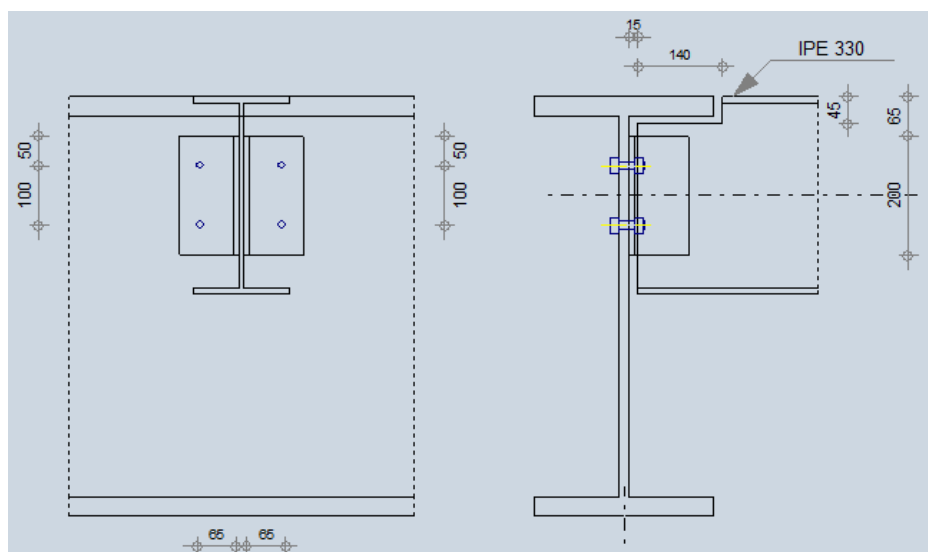


Figure VIII. 2: Disposition des boulons

VIII.6.1.3 Résistance des boulons au cisaillement (Côté de la poutre portée)

Condition à vérifier : $F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$ (boulon travaille double cisaillement). [7]

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} \quad [7]$$

$$\text{Avec: } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}; F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times e_2}{d}$$

$F_{r,sd}$: l'effort maximal résultant repris par chaque boulon.

$n = 2$: nombre de boulon.

$e_2 = 65\text{mm}$: distance entre l'axe d'un trou et lame de la poutre.

$d = 100\text{mm}$: distance séparant les ranger extrême des boulons.

A.N:

$$F_{v,sd} = 6.82\text{kN}$$

$$F_{h,sd} = 17.72\text{kN}$$

$$F_{r,sd} = 18.99 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 500 \times 115 \times 10^{-3}}{1.25} = 27.6\text{kN}$$

$F_{r,sd} = 18.99 \text{ kN} \leq 2 F_{v,Rd} = 55.2\text{kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.6.1.4 Résistance des boulons au cisaillement (Côté de la poutre porteuse)

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

$F_{v,sd} = 6.82\text{kN} \leq F_{v,Rd} = 27.6\text{kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.6.1.5 Résistance des boulons au cisaillement (Côté de la poutre porteuse)

Condition à vérifier : $\frac{V_{sd}}{2} \leq V_{p,Rd}$

Avec :

$A_v = 1761.06\text{mm}^2$: est l'aire de cisaillement de la section brute de la cornière.

$$V_{p,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{1761.06 \times 355}{1 \times \sqrt{3}} = 360.95$$

$$F_{v,sd} = 6.82\text{kN} \leq V_{p,Rd} = 360.95\text{kN}$$

VIII.6.1.6 Résistance des cornières à la pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

Condition à vérifier : $\frac{F_{r,sd}}{2} \leq F_{b,Rd}$ (deux cornières CAE 100× 10)

$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$: Résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

$d_0 = 15\text{mm}$; $t = 10\text{mm}$; $e_1 = 50\text{mm}$; $p_1 = 100\text{mm}$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (1.11 ; 1.97 ; 1.02 ; 1) = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 510 \times 14 \times 10 \times 10^{-3}}{1.25} = 142.8 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{r,sd}}{2} = 9.5 \text{ kN} \leq F_{b,rd} = 142.5 \text{ kN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VIII.6.1.7 Résistance des cornières à la pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

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

$$F_{v,sd} = 6.82 \text{ kN} \leq F_{b,rd} = 142.5 \text{ kN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VIII.6.1.8 Vérification de la poutre principale à la pression diamétrale

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

L'épaisseur de l'âme de la poutre est $T_w = 17 \text{ mm}$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 510 \times 14 \times 10 \times 10^{-3}}{1.25} = 142.8 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 6.82 \text{ kN} \leq F_{b,rd} = 142.5 \text{ kN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VIII.7 Assemblage poteau– poutre principale (HEA600-HEB700)

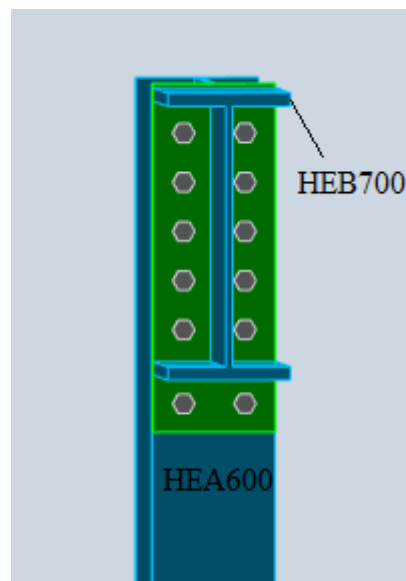


Figure VIII. 3: assemblage Poteau HEA600 – Poutre Principale HEB700

Tableau VIII. 8: Caractéristiques géométriques des profilés HEB700 et HEA600.

| Profilé | | Les caractéristiques en (mm) | | | | |
|-------------------|--------|------------------------------|--------|--------|------------|------------|
| | | A (mm ²) | b (mm) | H (mm) | t_w (mm) | t_f (mm) |
| Poutre principale | HEB700 | 30640 | 300 | 700 | 17 | 32 |
| Poteau | HEA600 | 22650 | 300 | 590 | 13 | 25 |

$$V_{sd} = 278.98 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 792.76 \text{ kN.m}$$

VIII.7.1 Dimension de platine

On choisit une platine de $(850 \times 300 \times 25)$ mm

VIII.7.2 Choix de diamètre du boulon

On choisit 12 boulons de diamètre de 27mm(M27) de classe HR.10.9

M27 ; $d = 27$ mm ; $d_0 = 30$ mm

VIII.7.3 Disposition constructive des boulons [8]

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \longrightarrow 36 \text{ mm} \leq e_1 \leq 300\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \longrightarrow 66 \text{ mm} \leq p_1 \leq 350\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \longrightarrow 45 \text{ mm} \leq e_2 \leq 300\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \longrightarrow 90 \text{ mm} \leq p_2 \leq 350\text{mm}$$

Donc on a : $e_1 = 120$ mm ; $e_2 = 75$ mm ; $p_1 = 120$ mm ; $p_2 = 150$ mm

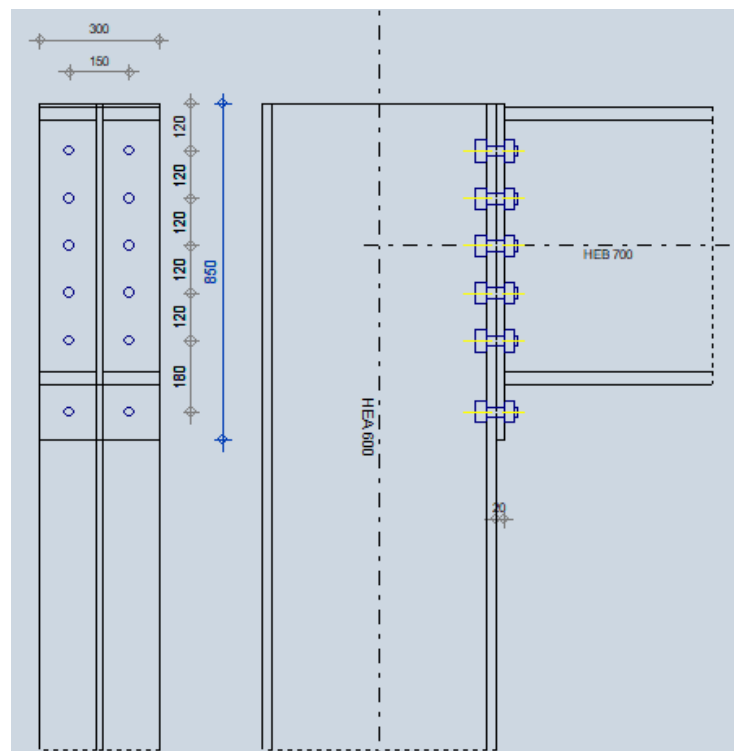


Figure VIII. 4: Disposition des boulons

VIII.7.4 Déterminer des efforts dans les boulons

$$F_i \leq n \times F_p$$

$$F_i = \frac{M_{sd} \times F_p}{\sum d_i^2}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s \quad [8]$$

Avec :

$n=2$: nombre de boulons par ranges.

F_p : l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons. [4]

$A_s=459\text{mm}^2$: aire de la section transversal (M27).

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 495 \times 10^{-3} = 346.5\text{kN}$$

$$n \times F_p = 2 \times 346.5 = 693\text{ kN}$$

$$d_1 = 87.5\text{mm}$$

$$d_2 = 207.5\text{mm}$$

$$d_3 = 327.5\text{mm}$$

$$d_4 = 447.5\text{mm}$$

$$d_5 = 567.5\text{mm}$$

$$d_6 = 747.5\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = 87.5^2 + 207.5^2 + 327.5^2 + 447.5^2 + 567.5^2 + 747.5^2 = 1239037.5\text{ mm}^2$$

$$F_M = \frac{792.76 \times 10^3 \times 87.5}{1239037.5} = 55.98\text{kN} \leq 693\text{kN}$$

$$F_M = \frac{792.76 \times 10^3 \times 207.5}{1239037.5} = 132.76\text{kN} \leq 693\text{kN}$$

$$F_M = \frac{792.76 \times 10^3 \times 327.5}{1239037.5} = 209.54\text{kN} \leq 693\text{kN}$$

$$F_M = \frac{792.76 \times 10^3 \times 447.5}{1239037.5} = 286.32\text{kN} \leq 693\text{kN}$$

$$F_M = \frac{792.76 \times 10^3 \times 567.5}{1239037.5} = 363.10\text{kN} \leq 693\text{kN}$$

$$F_M = \frac{792.76 \times 10^3 \times 747.5}{1239037.5} = 478.26\text{kN} \leq 693\text{kN}$$

VIII.7.5 Vérification de la résistance de l'assemblage soul effort tranchant

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incline (traction + cisaillement). Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8 \times F_{tsd})}{\gamma_{Msult}}$$

$K_s = 1$: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface.

$n = 1$: Nombre d'interface de frottement.

$\gamma_{MS} = 1.25$: Coefficient partiel de sécurité.

$F_{tsd} = F_{M5}$ avec : F_{tsd} effort de traction.

$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \times n_b}$ avec : F_{vsd} effort de cisaillement.

$n_b = 12$: Nombre des boulons.

$n_f = 2$: Nombre des files.

$n_p = 1$: Nombre des plans de cisaillements.

$$F_{vsd} = \frac{278.98}{12 \times 1} = 23.25 \text{ kN}$$

$$F_{M6} = \frac{M_{sd} \times d_5}{n_f \times \sum d_i^2} = \frac{792.76 \times 10^3 \times 747.5}{2 \times 1239037.5} = 23.91 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 23.25 \text{ kN} \leq F_{sRd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (346.5 - 0.8 \times 23.91)}{1.25} = 78.63 \text{ kN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VIII.7.6 Vérification de moment résistant de l'assemblage

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_r$

$$M_r = \frac{F_M \times \sum d_i^2}{d_i}$$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de ligne 1^{ère} niveau. $F_{M5} = n \times F_p$

$$M_r = \frac{F_{M6} \times \sum d_i^2}{d_6} = \frac{693 \times 1239037.5 \times 10^{-6}}{0.7475} = 1148.70 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 792.76 \text{ kN.m} \leq M_r = 1148.70 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

VIII.7.7 Résistance de lame du poteau en traction

Condition à vérifier : $F_v \leq F_t$

$$F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec : t_{wc} : épaisseur âme poteau ; $b_{eff} = P_2$: entraxe rangées des boulons.

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)}$$

Avec :

$h = 590 \text{ mm}$: la hauteur de poteau.

$t_f = 25 \text{ mm}$: épaisseur de la semelle du poteau.

A.N:

$$F_t = \frac{355 \times 13 \times 150 \times 10^{-3}}{1.1} = 629.32 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{792.76 \times 10^3}{(590 - 25)} = 1403.12 \text{ kN}$$

$$F_v = 1403.12 \text{ kN} \geq F_t = 629.32 \text{ kN}$$

La condition n'est pas vérifiée d'où il est nécessaire d'ajouter un raidisseur.

Soit un raidisseur d'épaisseur $t_h = 10\text{mm}$

$$F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{510 \times (13+10) \times 150}{1.1} = 1599.55\text{kN}$$

$F_v = 1403.12\text{kN} \leq F_t = 1599.55\text{kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.7.8 Résistance de l'âme de poteau en compression

Condition à vérifier: $F_c \leq F_{c,Rd}$

$$F_{c,Rd} = f_y \times t_{wc} \times (1.25 - 0.5\gamma_{m0} \times \frac{\sigma_n}{f_y}) \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_n = \frac{V_{sd}}{A_{pot}} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}^{pot}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans lame du Poteau.

A.N:

$$\sigma_n = \frac{278.98 \times 10^3}{22650} + \frac{792.76 \times 10^6}{4787000} = 177.92\text{MPa}$$

$$b_{eff} = t_{fp} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

t_{fp} : épaisseur semelle poutre.

t_{fc} : épaisseur semelle poteau.

t_p : épaisseur platine extrémité.

r_c : rayon de raccordement âme / semelle de poteau.

A.N:

$$b_{eff} = 32 + 2 \times 50 + 5(25 + 27) = 3460\text{mm}$$

$$F_{c,Rd} = 355 \times 38 \times (1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{177.92}{355}) \times \frac{3460}{1.1} = 41343\text{kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{792.76 \times 10^3}{3460} = 229.12\text{kN}$$

$F_c = 229.12\text{kN} \leq F_{c,Rd} = 41343\text{kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.7.9 Résistance de l'âme de Poteau au cisaillement

Il faut vérifier que $F_v \leq V_{rd}$:

$$V_{rd} = \frac{0.58 \times f_y \times t_p \times t_{wc}}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 355 \times 590 \times 13}{1.1} = 1435.68\text{kN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} = \frac{792.76 \times 10^3}{(590 - 25)} = 1403.12\text{kN}$$

$F_v = 1403.12\text{kN} \leq V_{rd} = 1435.68\text{kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.7.10 Vérification de la soudure

VIII.7.10.1 Calcul de l'épaisseur de cordon sur la semelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{//}^2)} \quad [4] \\ \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \end{array} \right.$$

σ_{\perp} : Contrainte normal perpendiculaire a la gorge.

$\sigma_{//}$: Contrainte normal parallèle à l'axe de la soudure.

τ_{\perp} : Contrainte tangente (dans le plan de gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure.

β_w : Facteur de corrélation.

Le cordon sur la semelle est un cordon frontal : $\sigma_{//}=0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times a_1 \times L_1} \\ F = \frac{M_{sd}}{h} \quad [8] \end{array} \right.$$

Avec :

$L_1=b$: la longueur de la semelle.

a_1 : l'épaisseur de la soudure sur la semelle.

h : la hauteur du profile.

$$\frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times a_1 \times L_1} ; a_1 = \frac{\sqrt{2} \times M_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{M2}}{f_u \times L_1 \times h} = \frac{\sqrt{2} \times 792.76 \times 0.9 \times 1.25 \times 10^6}{510 \times 300 \times 700} = 11.78 \text{ mm}$$

Donc on prend $a_1 = a_2 = 15\text{mm}$

VIII.7.10.2 Calcul de l'épaisseur du cordon sur lame

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{3} \times V_{sd}}{2 \times a_2 \times L_2} = \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \quad [8]$$

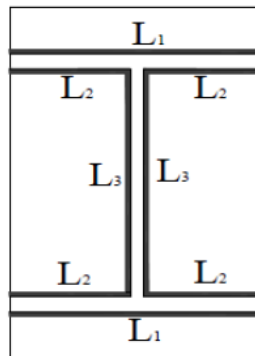


Figure VIII. 5: Assemblage soude poutre-platine

Avec :

$$L_1 = b = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b - t_w}{2} = \frac{300 - 17}{2} = 141.5 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 700 - 2 \times 32 = 636 \text{ mm}$$

$$a_3 = \frac{\sqrt{2} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{M2}}{f_u \times L_3 \times 2} = \frac{\sqrt{2} \times 278.98 \times 10^3 \times 0.9 \times 1.25}{510 \times 636 \times 2} = 1 \text{ mm}$$

Donc on prend $a_2 = 5 \text{ mm}$

Les suppositions :

On suppose que le moment M est repris par les cordons des soudures 1 et 2.

On suppose que l'effort V est repris par le cordon de soudure 3.

$$C_M = \frac{M}{I_s} \times V^{max} \perp \text{ à l'axe long du C.S}$$

$$\text{Les cordons front : } \begin{cases} \tau_{//M} = 0 \\ \sigma_M = \tau_{\perp M} = \frac{C_M}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad [8]$$

$$C_V = \frac{V}{2 \times I_3 \times a} \parallel \text{ à l'axe long du C.S}$$

$$\text{Les cordons latéraux : } \begin{cases} \sigma_V = \tau_{\perp V} = 0 \\ \tau_{//M} = \frac{V}{2 \times I_3 \times a} \end{cases} \quad [8]$$

σ : Contrainte normale perpendiculaire au plan de la gorge de la soudure.

τ_{\perp} : Contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, perpendiculaire à l'axe de la soudure.

$\tau_{//}$: Contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, parallèle à l'axe de la soudure.

VIII.7.10.3 Détermination l'épaisseur de la soudure

$$a \geq \frac{t_f}{\sqrt{2}} = \frac{32}{\sqrt{2}} = 22.63 \text{ mm}$$

$$a = 25 \text{ mm}$$

$$I_{syy} = 2l_1 \times a \times d_1^2 + 4l_2 \times a \times d_2^2$$

$$d_1 = \frac{h}{2} = \frac{700}{2} = 350 \text{ mm} ; d_2 = \frac{h}{2} - t_f = \frac{700}{2} - 32 = 318 \text{ mm}$$

$$I_{syy} = 2 \times 300 \times 25 \times 350^2 + 4 \times 141.5 \times 25 \times 318^2 = 3268.40 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$V^{max} = \frac{h}{2} = \frac{700}{2} = 350 \text{ mm}$$

$$C_M = \frac{792.76 \times 10^6}{3268.40 \times 10^6} \times 350 = 84.89 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Les cordons front } \tau_{//M} = 0$$

$$\sigma_M = \tau_{\perp M} = \frac{84.89}{\sqrt{2}} = 60.03 \text{ MPa}$$

✓ Les cordons latéraux $\sigma_V = \tau_{\perp V} = 0$

$$\tau_{//M} = \frac{V}{2 \times I_3 \times a} = \frac{278.98 \times 10^3}{2 \times 636 \times 25} = 8.77 \text{ MPa}$$

$$\text{Il faut vérifier : } \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \sigma_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \quad [4]$$

A.N :

$$\sqrt{60.03^2 + 3 \times (60.03^2 + 8.77^2)} = 121.02 \text{ MPa}$$

$$\frac{510}{0.9 \times 1.25} = 453.33 \text{ MPa}$$

$121.02 \text{ MPa} \leq 453.33 \text{ MPa} \longrightarrow$ La Condition est vérifiée.

VIII.7.11 Vérification de l'effort tranchant

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{adm}$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times L_3 \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$$

$$V_{sd} = 278.98 \text{ kN}$$

A.N:

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times L_3 \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}} = \frac{\sqrt{2} \times 636 \times 25 \times 510}{\sqrt{3} \times 0.9 \times 1.25} = 5885.31 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 278.98 \text{ kN} \leq V_{adm} = 5885.31 \text{ kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

VIII.7.12 Vérification du moment

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{adm}$

$$M_{sd} \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h} \quad [7]$$

$$M_{sd} = 792.76 \text{ kN.m}$$

A.N:

$$I_s = 3268.40 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 3268.40 \times 10^6 \times 510}{0.9 \times 1.25 \times 700} = 2993.43 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 792.76 \text{ kN.m} \leq M_{adm} = 2993.43 \text{ kN.m} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur les planchers de notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation qui varient selon l'usage du bâtiment et les matériaux utilisés.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique. [1]

II.2 Plancher terrasse

II.2.1 Etanchéité

Nous avons un plancher qui est inaccessible, qui se résume par une charge d'exploitation réduite. Donc on peut dire que ce plancher est soumis à son poids propre plus la charge du système d'étanchéité.

Il est connu que le système d'étanchéité classique avec protection lourde en gravillon exerce une charge considérable sur le plancher. Pour cela on a essayé de trouver une solution plus légère et efficace, et c'est là qu'on a sollicité le service commercial des produits SIKA qui nous a proposé **SIKAFILL** ; une étanchéité pour terrasse inaccessible qui ne nécessite pas forcément de protection lourde, et qui se résulte par une diminution de la charge permanente.

[Voir annexe 2]

II.2.2 Epaisseur de la dalle

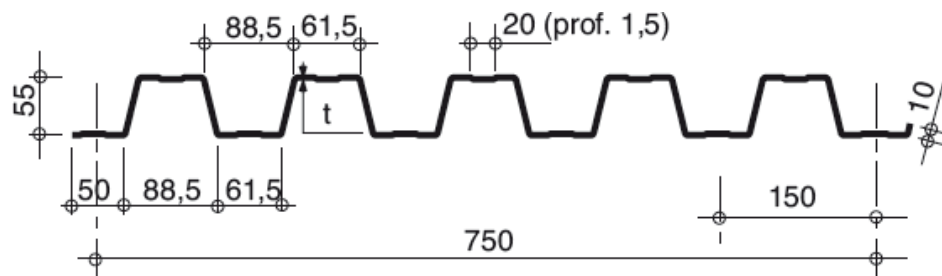


Figure II. 1: Dimensions de l'HI-BOND 55.750

Pour $h=160$ mm

On aura : $h_p/h_c = 55/105 = 0.52 \leq 1,5$ et $h_c=105 > 40$ mm

D'où :

$$h_{eff} = h_c + 0.5h_p \times \left[\frac{l_1+l_2}{l_1+l_3} \right] \quad [2]$$

$$h_{eff} = 105 + 0.5 \times 55 \times \left[\frac{88.5+61.5}{88.5+61.5} \right] = 132.5 \text{ mm}$$

Pour $h_{eff} = 132.5 \text{ mm} \longrightarrow R120$, c'est-à-dire on aura une résistance au feu qui dépassera les 120 minutes. [2]

II.3 Plancher showroom

II.3.1 Revêtement

Pour le showroom on a opté pour la résine époxydique colorée **Sikafloor 263 SL**, qui est un revêtement léger, antidérapant, qui a une bonne résistance chimique et mécanique, qui offre une gamme de choix de couleur large et qui est applicable directement sur un béton propre.



Figure II. 2: Pose peinture en résine époxy sur sol en béton

II.3.2 Epaisseur de la dalle

On opte pour $h=160$ mm, c'est-à-dire $h_{\text{eff}}=132.5$ mm, qui nous offre une résistance au feu R120.

II.4 Plancher courant

II.4.1 Revêtement

Pour les planchers à usage de bureaux, on a choisis le plancher surélevé, on l'appelle aussi plancher technique.

Comme son nom l'indique ce type de plancher est surélevé à travers des vérins réglables en hauteur et collés sur le béton. Ils sont reliés entre eux et stabilisés par des traverses de renfort, on pose dessus des dalles de $600*600$ mm et d'une épaisseur de 35mm en bois aggloméré, elles sont entièrement enrobées d'une tôle galvanisée de 0.5mm.

Le vide situé entre le plancher surélevé et le sol de base autorise l'installation de nombreux réseaux modernes (électricité, téléphonie, communication, fibre optique, etc...).

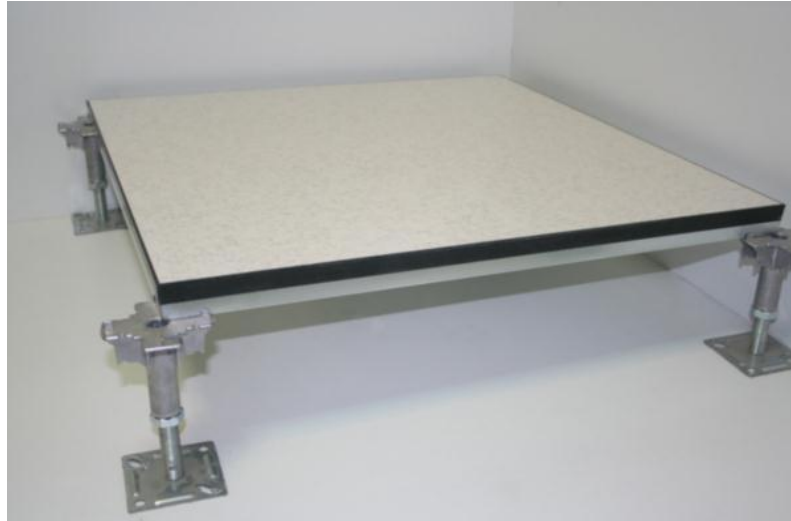


Figure II. 3: Composants du Plancher technique

II.4.2 Epaisseur de la dalle

On opte pour $h=160$ mm, c'est-à-dire $h_{\text{eff}}=132.5$ mm, qui nous offre une résistance au feu R120.

II.5 Charge permanente [1]

Tableau II. 1: Plancher terrasse inaccessible.

| Composants | Charge G [kN/m ²] |
|------------------------------------|-------------------------------|
| Etanchéité SIKAFILL | 0.012 |
| Forme de pente (5 cm) | 1.11 |
| Isolation thermique (4 cm) | 0.16 |
| Dalle en béton arme eff (13.25 cm) | 3.75 |
| Bac d'acier HI-BOND 55 (1.2 cm) | 0.15 |
| Climatisation | 0.4 |
| Faux plafond | 0.3 |
| Total | 5,88 |

Tableau II. 2: Plancher étage courant.

| Composants | Charge G[kN/m ²] |
|------------------------------------|------------------------------|
| Plancher technique | 0.48 |
| Dalle en béton arme eff (13.25 cm) | 3.75 |
| Bac d'acier HI-BOND 55 (1.2 cm) | 0.15 |
| Climatisation | 0.4 |
| Faux plafond | 0.3 |
| Cloisonnement | 0.1 |
| Total | 5.18 |

Tableau II. 3: Plancher RDC.

| Composants | Charge G [kN/m ²] |
|--|-------------------------------|
| Résine époxydique -Sikafloor- (0.4 cm) | 0.012 |
| Dalle en béton arme eff (13.25 cm) | 3.75 |
| Bac d'acier HI-BOND 55 (1.2 cm) | 0.15 |
| Climatisation | 0.4 |
| Faux plafond | 0.3 |
| Cloisonnement | 0.1 |
| Total | 4.71 |

II.6 Les charges d'exploitation [1]

Tableau II. 4: Charges d'exploitations.

| Action permanente | surcharge Q |
|--|-----------------------|
| Terrasse inaccessible | 1 kN/m ² |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} jusqu'à 9 ^{ème} étages | 2,5 kN/m ² |
| RDC | 3.5 kN/m ² |
| Les escaliers | 2.5 kN/m ² |

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix des ces éléments et leurs dimensionnement, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fait une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé" Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le **robot** versions 19. Grâce au logiciel **robot**, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être fait avec un grand degré de précision.
- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et des certaines méthodes Tel que : Eurocode III et IV, CCM97, RPA99 etc.
La collaboration entre le béton et l'acier dans les planchers mixtes à diminuer les dimensions des profilés des poutres et des solives et augmenter leur résistance (en termes de flèche).
- Le vent, comme le séisme, peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Le règlement neige & vent est utilisé pour calculer la pression due au vent.
- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière, nous a amené vers une structure contreventée par palées de stabilité en V.

- La chose qui distingue la construction métallique c'est les assemblages, ces derniers doivent être calculés et vérifiés d'une manière claire et explicite tout en respectant les règlements utilisés en Algérie.
- Après une étude approfondie des éléments de l'infrastructure, on a opté à un radier général et un voile périphérique pour avoir une boîte rigide.

VI.1 Introduction

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

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes. [6]

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysais qui est un logiciel de calcul de structures.

VI.2 Etude sismique

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

VI.2.1 Critères de classification par le RPA99 version2003

➤ Classification des zones sismique

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

➤ Classification de l'ouvrage

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Alger se situe dans une zone de sismicité élevée ZONE III.

- La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social. [6]
- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage bureau, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne group 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, le site de notre projet est classé comme site meuble (S3).

VI.2.2 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

VI.2.3 Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureau.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

VI.2.4 Choix de la méthode de calcul

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

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

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

VI.3 La méthode statique équivalente [6]

VI.3.1 Principe

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. [6]

VI.3.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncées en haut ainsi quelles conditions complémentaires suivantes :

➤ Zone III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre des conditions précédant.

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur ($h = 39.7$ m ; 10 niveau) supérieure à 23 m ou 7 niveau en zone III, la méthode statique équivalente pas applicable.

Donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

VI.4 La méthode modale spectrale [6]

Pour l'étude dynamique de notre structure, on va utiliser la méthode modale spectrale malgré que la méthode statique équivalente soit applicable.

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

VI.4.1 Principe

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

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

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

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{2} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

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

VI.4.2 Analyse spectrale

➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

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

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad [6]$$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse

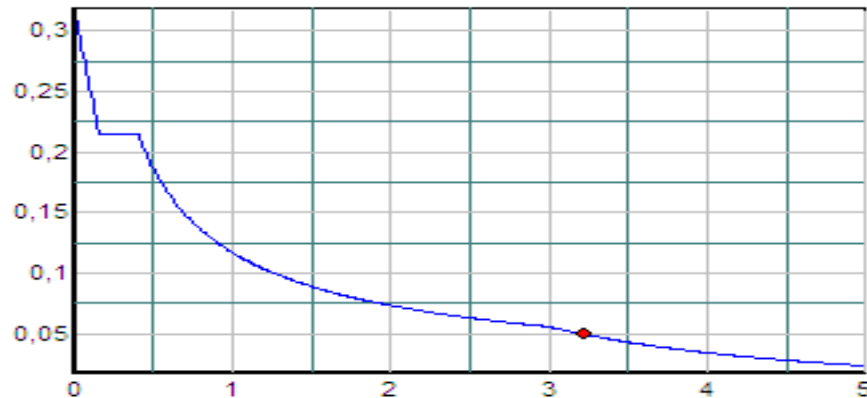


Tableau VI. 1: Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur, ($g = 10\text{N/s}^2$)

A : coefficient d'accélération de zone, ($A=0,25$)

η : facteur de correction d'amortissement, ($\eta = 1$)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments...) par la valeur du rapport est de : $r = \frac{0,8 V}{V_t}$

Ou : obtenu par la méthode statique équivalente

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

V_t : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).

VI.4.3 Dimensions de l'ouvrage

VI.4.3.1 Dimensions en élévation

- Hauteur totale : 39.7 m
- Hauteur du RDC : 3.7 m
- Hauteur d'étage courant : 4,00m

VI.4.3.2 Dimensions en plan

- Largeur total : 50.50 m
- Longueur total : 17.70 m

Au cours d'étude de notre structure, on est passé par trois étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est que le premier système est modélisé sans contreventement et le deuxième on a utilisé des contreventements en X et en Y dans les deux sens et pour le troisième on utilise des contreventements Y.

➤ Etape1 :

Pour cette étape, on a vérifié la structure en tant qu'une structure auto stable (sans contreventements) comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

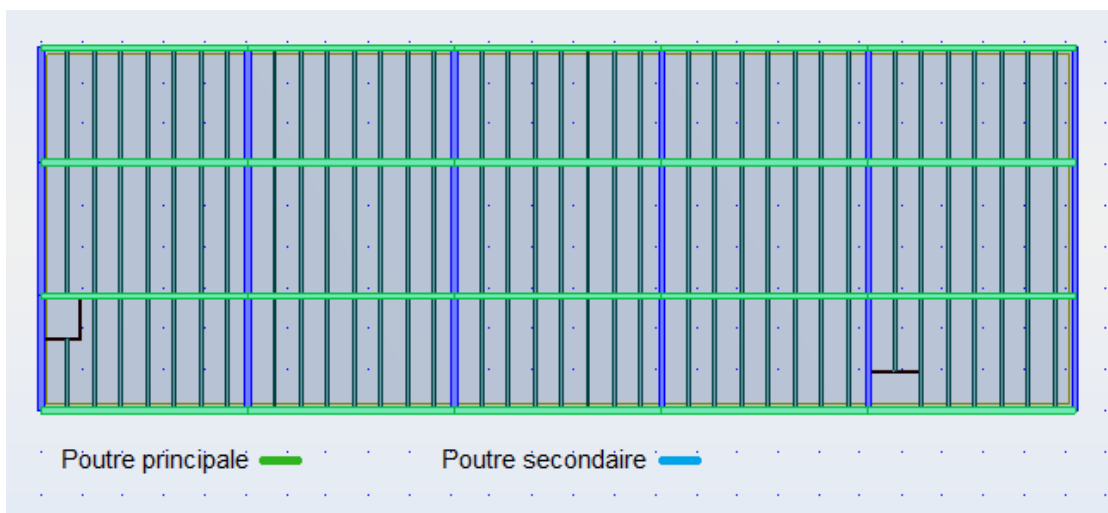


Figure VI. 1: Vue en plan du modèle initial

❖ Résultat de l'analyse dynamique :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T=10.50$ s.
- Les 9 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99 ver2003).
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèle à x-x.

Tableau VI. 2: Les périodes et les facteurs de participation massique pour le premier modèle.

| Mode | Période (sec) | Masse cumulées UX (%) | Masse cumulées UY (%) | Masse cumulées UZ (%) | Masse modale UX (%) | Masse modale UY (%) | Masse modale UZ (%) |
|------|---------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1 | 10.50 | 0.00 | 80.08 | 0.00 | 0.00 | 80.08 | 0.00 |
| 2 | 6.99 | 0.00 | 80.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 3.79 | 75.42 | 80.08 | 0.00 | 75.42 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 3.58 | 75.42 | 90.13 | 0.00 | 0.00 | 10.05 | 0.00 |
| 5 | 2.47 | 75.43 | 90.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2.05 | 75.43 | 93.81 | 0.00 | 0.00 | 3.68 | 0.00 |
| 7 | 1.46 | 75.86 | 93.81 | 0.00 | 0.43 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.43 | 87.61 | 93.81 | 0.00 | 11.75 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.38 | 87.61 | 95.65 | 0.00 | 0.00 | 1.85 | 0.00 |
| 10 | 1.01 | 87.61 | 95.65 | 0.00 | 0.00 | 0.03 | 0.00 |

- Interprétation

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement. L'RPA99version 2003 impose le renforcement de telle structure avec des contreventements car la structure est très souple donc on doit augmenter sa rigidité.

➤ Etape2 :

Pour cette étape on a des palés triangulés en V et en V_{afin} d'augmenter la rigidité de la structure pour pouvoir reprendre les charges horizontaux dues au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

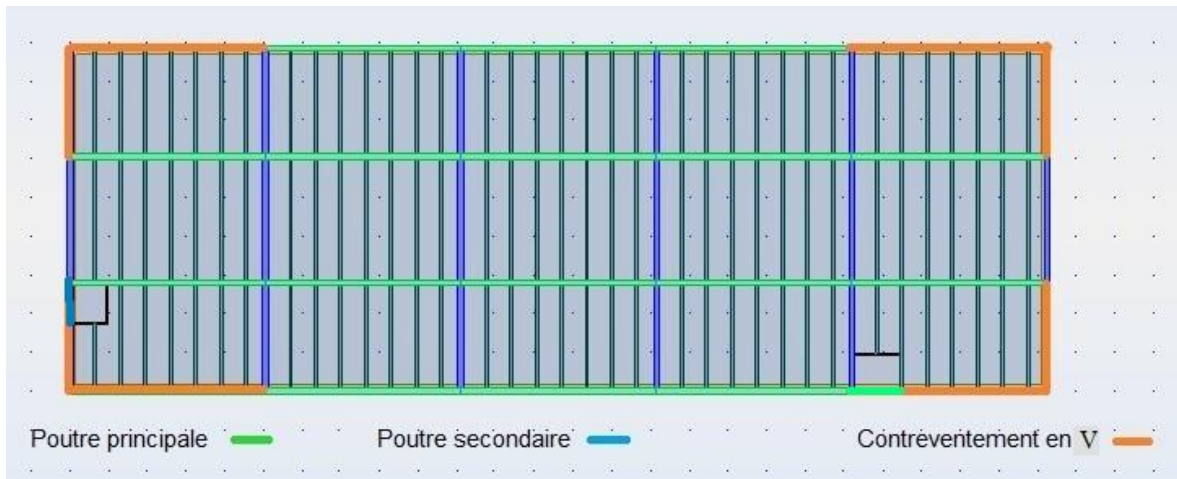


Figure VI. 2: Vue en plan avec palées triangulées en V

❖ **Système de contreventement**

Pour notre structure, et après plusieurs disposition avec le ROBOT on a choisi pour la stabilité de disposer des palées triangulées en V dans le sens Y vue la présence mur rideau dans ce sens de structure : Sens X et Y

Des palées triangulées en V

- Niveau RDC jusqu'un 4^{ème} étage : UPN380
- Niveau 5^{ème} étage jusqu'un 9^{ème} étage : UPN320

Tableau VI. 3: Les périodes et les facteurs de participation massique pour le deuxième modèle.

| Mode | Période (sec) | Masse cumulées UX (%) | Masse cumulées UY (%) | Masse cumulées UZ (%) | Masse modale UX (%) | Masse modale UY (%) | Masse modale UZ (%) |
|------|---------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1 | 1.57 | 0.00 | 78.16 | 0.00 | 0.00 | 78.16 | 0.00 |
| 2 | 1.14 | 80.70 | 78.16 | 0.00 | 80.70 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.95 | 80.70 | 78.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 0.55 | 80.70 | 92.38 | 0.00 | 0.00 | 14.23 | 0.00 |
| 5 | 0.39 | 91.08 | 92.38 | 0.00 | 10.38 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 0.33 | 91.08 | 92.38 | 0.00 | 0.00 | 3.55 | 0.00 |
| 7 | 0.30 | 91.08 | 95.94 | 0.00 | 0.43 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 0.22 | 94.55 | 95.94 | 0.00 | 3.47 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 0.22 | 94.55 | 97.40 | 0.00 | 0.00 | 1.47 | 0.00 |
| 10 | 0.21 | 94.55 | 97.40 | 53.55 | 0.00 | 0.03 | 53.55 |

➤ Etape3 :

Pour cette étape on a changé totalement les contreventements on a travail pour les palées de V dans les deux sens X et Y pour faire une grande stabilité comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

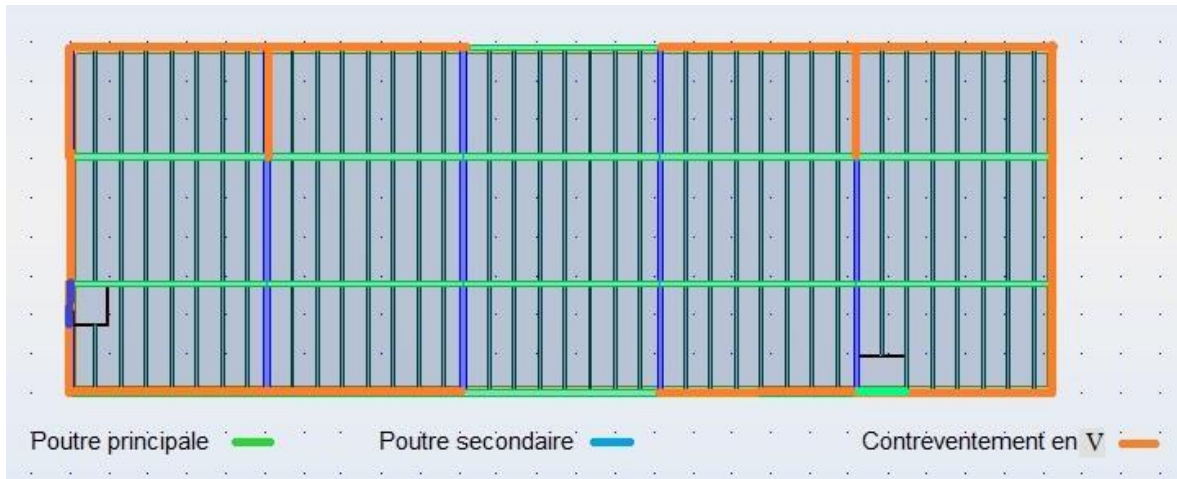


Figure VI. 3: Structure avec palées triangulées en V

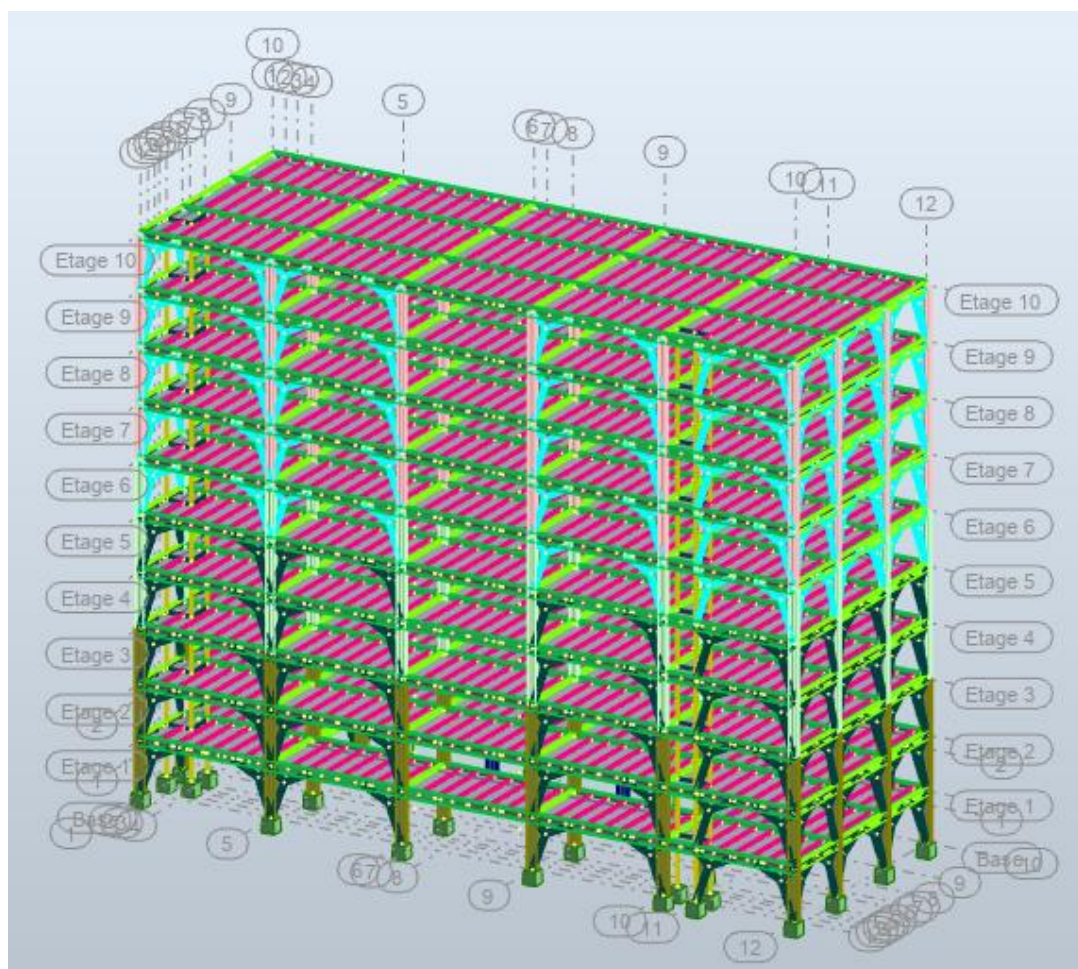


Figure VI. 4 : Model final « vu en 3d »

-Sens X et Y

Des palées triangulées en V

- Niveau RDC jusqu'un 4^{ème} étage : UPN380
- Niveau 5^{ème} étage jusqu'un 9^{ème} étage : UPN320

VI.5 Calcul de la force sismique

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. [6]

* groupe d'usage : 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) } \longrightarrow A=0.25
 *zone sismique : III

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \quad [6] \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau.

[6]

Catégorie S₃ site meuble \longrightarrow $\begin{cases} T1 = 0.15 \text{ s} \\ T2 = 0.50 \text{ s} . \end{cases}$

VI.5.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

- Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots (1) \quad [6] \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots(2) \quad [6] \end{cases}$$

$$C_T = 0.05 \quad [6]$$

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

$$h_N = 39.7 \text{ m}$$

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

D'après la formule (1) :

$$T = 0,05 \times (39.7)^{\frac{3}{4}} = 0.791 \text{ s}$$

D'après la formule (2)

$$D_x = 50,50\text{m} \longrightarrow T_x = 0.503 \text{ s}$$

$$D_y = 17.70 \text{ m} \longrightarrow T_y = 0.849 \text{ s}$$

Donc:

$$\text{-Sens (x-x): } T_x = \min (0.503 \text{ s}; 0.791 \text{ s}) = 0.503 \text{ s}$$

$$\text{-Sens (y-y): } T_y = \min (0.849 \text{ s}; 0.791 \text{ s}) = 0.791 \text{ s}$$

VI.5.2 Coefficient de comportement R

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre bâtiment elle est dépassé la condition de "ossature complète par palées triangulées concentrique" et une ossature métallique contreventée par palées triangulées en V donc on a choisi un coefficient de comportement (R=4).

10b : mixte portique /palées triangulées en V. [6]

10 : dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

$$\frac{\sum \text{le poid porté par les contreventement de RDC}}{\text{poids total de la structure}} = \frac{12085.46}{66338.07} = 0.182 = 18.2\% < 20\% \text{ vérifier.}$$

Q : facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

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

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Sa valeur est donnée par le tableau : [6]

Tableau VI. 4: Facteur de qualité.

| Les Critères | observée (o/n) | $P_q // xx$ | observée (o/n) | $P_q // yy$ |
|---|----------------|-------------|----------------|-------------|
| Conditions minimales sur les files de contreventement | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Redondance en plan | Oui | 0 | No | 0.05 |
| Régularité en plan | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Régularité en élévation | No | 0.05 | No | 0.05 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | Oui | 0 | Oui | 0 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | Oui | 0 | Oui | 0 |
| $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ | | 1.05 | | 1.10 |

VI.5.3 Combinaisons

- a) $C1 = G + Q$
- b) $C2 = 1,35G + 1,5Q$
- c) $C3 = G + Q \pm EX$
- d) $C4 = G + Q \pm EY$
- e) $C5 = 0,8G \pm EX$
- f) $C6 = 0,8G \pm EY$
- g) $C7 = G + Q \pm 1.5 EX$
- h) $C8 = G + Q \pm 1.5 EY$

Tableau VI. 5: Les périodes et les facteurs de participation massique pour le modèle final.

| Mode | Période (sec) | Masse cumulée UX (%) | Masse cumulée UY (%) | Masse cumulée UZ (%) | Masse modale UX (%) | Masse modale UY (%) | Masse modale UZ (%) |
|------|---------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1 | 1.14 | 0.00 | 79.83 | 0.00 | 0.00 | 79.83 | 0.00 |
| 2 | 0.96 | 81.46 | 79.83 | 0.00 | 81.46 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.74 | 81.53 | 79.83 | 0.00 | 0.07 | 0.00 | 0.03 |
| 4 | 0.40 | 81.53 | 92.80 | 0.03 | 0.00 | 12.98 | 0.00 |
| 5 | 0.33 | 91.54 | 92.80 | 0.03 | 10.01 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 0.26 | 91.54 | 92.80 | 0.03 | 0.01 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 0.22 | 91.54 | 92.06 | 0.24 | 0.00 | 3.26 | 0.00 |
| 8 | 0.20 | 91.55 | 96.06 | 44.15 | 0.00 | 0.00 | 43.91 |
| 9 | 0.19 | 91.55 | 96.07 | 44.15 | 0.00 | 0.01 | 0.00 |
| 10 | 0.18 | 94.81 | 96.08 | 44.15 | 3.26 | 0.00 | 0.00 |

➤ **Constatation**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1,14$ s.
- Les 6 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99 ver.03).
- Le premier mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à x-x.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

Vérification de la période fondamentale de la structure :

$$T_{\text{analytique}} = 1.14 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = (0.791 ; 0.503_{(x-x)} ; 0.849_{(y-y)}) \text{ s}$$

$$1.3. T_{\text{empirique}} = (1.028 ; 0.654_{(x-x)} ; 1.104_{(y-y)}) \text{ s}$$

Puisque $T_{\text{analytique}} > 1.3. T_{\text{empirique}}$ donc on prend les valeurs minimales de $1.3. T_{\text{empirique}}$

$$\text{Sens x-x : } T = 0.654 \text{ s}$$

$$\text{Sens y-y : } T = 1.028 \text{ s}$$

VI.5.4 Résultantes des forces sismiques

Calcul D :

- $D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.654}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.09$
- $D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{1.028}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.55$
- $W = 66338.07 \text{ kN}$ $R = 4$

- $V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R} \times W \longrightarrow V_x = 9098.681 \text{ kN}$
- $V_y = \frac{A.Dy.Qy}{R} \times W \longrightarrow V_y = 7069.151 \text{ kN}$

VI.6 Vérification de l'effort tranchant à la base [6]

$$\begin{cases} 0.8 V_x = 7278.94 \text{ kN} \\ 0.8 V_y = 5655.32 \text{ kN} \end{cases}$$

Or d'après le fichier des résultats du robot v19 on a :

$$F_1 = V_{dyn}^x = 11388.55 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_{dyn}^y = 10611.69 \text{ kN}$$

VI.7 Vérification des déplacements inter étages [6]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relative au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire l' (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ce déplacement est limité à la valeur $H_{étage} / 100$.

Tableau VI. 6: Les déplacements résultants de la charge E sens X.

| Z (m) | δ_{ek} (cm) | δ_k (cm) | Δ_k (cm) | $H_{étage}/100$ (cm) | Observation |
|-------|--------------------|-----------------|-----------------|----------------------|-------------|
| 3.7 | 0.6 | 2.4 | 2.4 | 3.70 | Vérifiée |
| 7.7 | 1.6 | 6.4 | 4 | 4.00 | Vérifiée |
| 11.7 | 2.6 | 10.4 | 4 | 4.00 | Vérifiée |
| 15.7 | 3.7 | 14.8 | 3.6 | 4.00 | Vérifiée |
| 19.7 | 4.6 | 18.4 | 3.6 | 4.00 | Vérifiée |
| 23.7 | 5.5 | 22 | 3.6 | 4.00 | Vérifiée |
| 27.7 | 6.3 | 25.2 | 3.2 | 4.00 | Vérifiée |
| 31.7 | 6.9 | 27.6 | 2.4 | 4.00 | Vérifiée |
| 35.7 | 7.4 | 29.6 | 2 | 4.00 | Vérifiée |
| 39.7 | 7.7 | 30.8 | 1.2 | 4.00 | Vérifiée |

Tableau VI. 7: Les déplacements résultants de la charge E sens Y.

| Z (m) | δ_{ek} (cm) | δ_k (cm) | Δ_k (cm) | Hétage/100 (m) | Observation |
|-------|--------------------|-----------------|-----------------|----------------|-------------|
| 3.7 | 0.7 | 2.8 | 2.8 | 3.70 | Vérifiée |
| 7.7 | 1.7 | 6.8 | 4 | 4.00 | Vérifiée |
| 11.7 | 2.7 | 10.8 | 4 | 4.00 | Vérifiée |
| 15.7 | 3.7 | 14.8 | 4 | 4.00 | Vérifiée |
| 19.7 | 4.7 | 18.8 | 4 | 4.00 | Vérifiée |
| 23.7 | 5.7 | 22.8 | 4 | 4.00 | Vérifiée |
| 27.7 | 6.6 | 26.4 | 3.6 | 4.00 | Vérifiée |
| 31.7 | 7.4 | 29.6 | 3.2 | 4.00 | Vérifiée |
| 35.7 | 8.1 | 32.4 | 2.8 | 4.00 | Vérifiée |
| 39.7 | 8.6 | 34.4 | 2 | 4.00 | Vérifiée |

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « *RPA99version 2003* »

VI.8 Vérification des déplacements inter étages [6]

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) : [6]

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

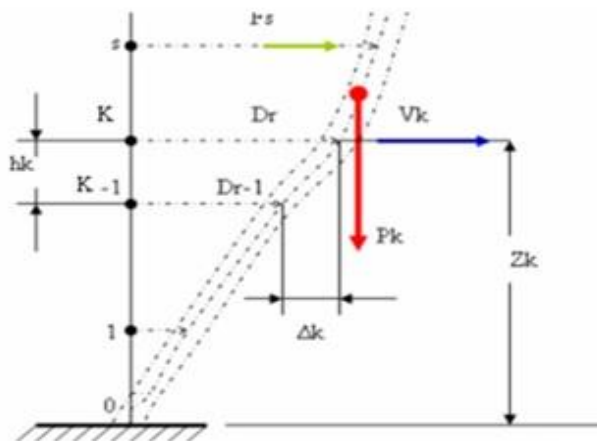


Figure VI. 5: Evaluation des effets de second ordre

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :
$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

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

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \text{ Déjà calculé.}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau VI. 8: Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ ».

| Niveaux | P(kn) | V _x (kn) | V _y (kn) | Δe _x (cm) | Δe _y (cm) | h(cm) | Θ _x | Θ _y | Θ ≤ 0,1 |
|---------|----------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|-------|----------------|----------------|---------|
| 9 | 63338,07 | 13666,30 | 10611,76 | 1.2 | 2 | 370 | 0,015 | 0.032 | OK |
| 8 | 58910,10 | 13524,91 | 10459,97 | 2 | 2.8 | 400 | 0,022 | 0.039 | OK |
| 7 | 52327,22 | 12947,52 | 9945,29 | 2.4 | 3.2 | 400 | 0,024 | 0.042 | OK |
| 6 | 45760,55 | 12108,09 | 9268,62 | 3.2 | 3.6 | 400 | 0,031 | 0.044 | OK |
| 5 | 39211,56 | 11064,92 | 8495,59 | 3.6 | 4 | 400 | 0,032 | 0.046 | OK |
| 4 | 32666,60 | 9830,44 | 7625,68 | 3.6 | 4 | 400 | 0,029 | 0.043 | OK |
| 3 | 26156,75 | 8403,29 | 6624,66 | 3.6 | 4 | 400 | 0,028 | 0.039 | OK |
| 2 | 19669,04 | 6760,26 | 5449,24 | 4 | 4 | 400 | 0.029 | 0.036 | OK |
| 1 | 13181,33 | 4847,76 | 4005,90 | 4 | 4 | 400 | 0.027 | 0.033 | OK |
| R.D.C | 6693.61 | 2604.64 | 2203,21 | 2.4 | 2.8 | 400 | 0.015 | 0.021 | OK |

La justification vis-à-vis de l'effet est vérifiée.

VI.9 Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de l'effet P-Δ.

Le model renforcé par les palées de stabilité en V satisfait tous les exigences décrite par le règlement parasismique algérienne (RPA99 version 2003).

IV.1 Calcul de l'acrotère

IV.1.1 Définition

L'acrotère est élément secondaire en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse.

IV.1.2 Principe de calcul

L'acrotère est assimilé à un consol vertical encastrée à sa base dans le plancher terrasse elle est soumise à :

Son poids propre (W_p)

Un moment dû à la force horizontale $F = \max \begin{cases} Q = 1 \text{ kN/ml} \\ F_p = 4.A \times C_p \times W_p \end{cases} \quad [6]$

Le calcul de ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

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

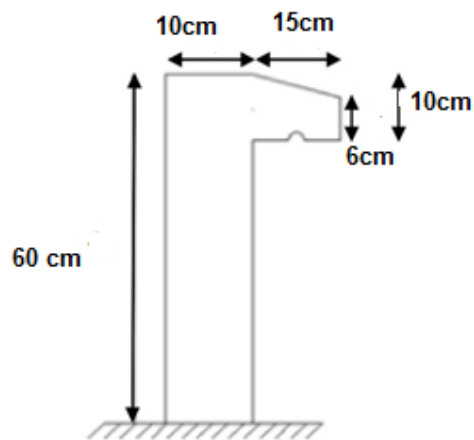


Figure IV. 1: Dimensions de l'acrotère

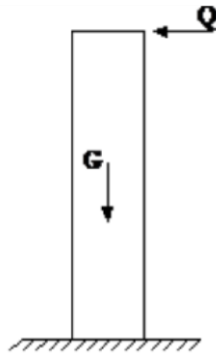
IV.1.3 Evaluation des charges [1]

Figure IV. 2: Sollicitations de l'acrotère

IV.1.3.1 Charges permanentes

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + \frac{0.1 \times 0.02}{2}] = 0,069 \text{ m}^2$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère est :

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ kN/ml} \\ \text{Revêtement en ciment (e=2cm ; } \rho &= 18 \text{ kN/m}^3) \\ G_2 &= [18 \times 0.02 \times (0.75+0.65)] = 0.504 \text{ kN/m} \end{aligned} \right\} W_p = 2.229 \text{ kN/m}$$

IV.1.3.2 Charge d'exploitation

- $Q=1 \text{ kN/m}$
- F_p : l'action des forces horizontales (séisme).

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

$$F_p = 4.A \times C_p \times W_p \quad [6]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone. [6]
- C_p : Facteur de forces horizontal. [6]
- W_p : Poids de l'élément.

$$\left. \begin{aligned} A &= 0,25 (\text{zone III, groupe d'usage 2}) \\ C_p &= 0,8 \\ W_p &= 2.229 \text{ kN/ml} \end{aligned} \right\} F_p = 1,783 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1 m de largeur :

- $G = 2.229 \text{ kN/ml}$
- $Q_h = 1.789 \text{ kN/ml}$

IV.1.4 Calcule les efforts

IV.1.4.1 Calcul des efforts

➤ ELU :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.229 = 3.009 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5Q_h \times h = 1.5 \times 1.783 \times 0.6 = 1.605 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1.5Q_h = 1.5 \times 1.783 = 2.67 \text{ kN}$$

➤ ELS :

$$N_s = G = 2.229 \text{ kN}$$

$$M_s = Q_h \times h = 1.783 \times 0.6 = 1.07 \text{ kN.m}$$

$$T_s = Q_h = 1.783 \text{ kN}$$

IV.1.5 Ferraillage de la section de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donnée par mètre linéaire.

Pour le calcul ont considéré une section rectangulaire.

Avec :

$$H=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14.17 \text{ MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; d=0.8h=8\text{cm} ; F_c=500 \text{ MPa.}$$

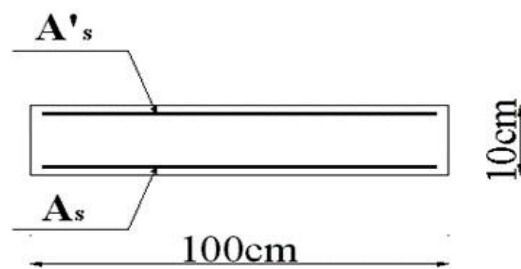


Figure IV. 3: Section de calcul de l'acrotère

IV.1.6 Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.605}{3.009} = 53.34 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \quad e_0 > \frac{h}{2} - c' \longrightarrow \text{section est partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

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

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

IV.1.6.1 Calcul le moment fictif M_f

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1.605 + 3.009 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) = 1.695 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{1.695 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.019$$

$\mu < \mu_R = 0.371 \longrightarrow A'_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0211$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.92 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{1.695 \times 10^6}{7.92 \times 10^{-2} \times 434.78} = 49.22 \text{ mm}^2 = 0.4922 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 49.22 - \frac{3.009 \times 10^3}{434.78} = 42.30 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A'_s = 0 \text{ cm}^2 \\ A_s = 0.423 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau IV. 1: Résumé de résultats.

| | $M_f(\text{kN.m})$ | μ | $\mu < \mu_R$ | $A'_s(\text{cm}^2)$ | α | Z (cm) | $A_{sf}(\text{cm}^2)$ | $A_{s2}(\text{cm}^2)$ |
|--------|--------------------|-------|---------------|---------------------|----------|--------|-----------------------|-----------------------|
| Travée | 1.695 | 0.019 | Oui | 0 | 0.0211 | 7.92 | 0,492 | 0.423 |

IV.1.7 Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 modifie 99»

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

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; } f_e = 500 \text{ MPa ; } b = 100 \text{ cm ; } d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s(\text{min}) \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 10}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{500} \right)$$

$$A_s(\text{min}) \geq \text{Max} (1 \text{ cm}^2 ; 0,77 \text{ cm}^2)$$

$$A_s(\text{min}) \geq 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6T6 = 1.70 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend $6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$ (**Zone III**) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

IV.1.7.1 Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \longrightarrow A_r \geq 0.425 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{30} = 18.66 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

IV.1.8 Vérification à ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{er}} = \frac{1.07}{2.229} = 48 \text{ cm et } \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c'$ (la section partiellement comprimée SPC).

C : la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimé de la section.

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 48 - \frac{10}{2} = 43 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91 modifier 99, on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_c^2 + P Y_c + q = 0$$

Y_c = distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} P = -3c^2 - 6n(c + c') \times \frac{A_s}{b} + 6n(d + c) \times \frac{A_s}{b} \\ q = 2c^3 - 6n(c + c')^2 \times \frac{A_s}{b} - 6n(d + c)^2 \times \frac{A_s}{b} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P = -3(43)^2 - 6 \times 15(43 + 2) \times \frac{1.13}{100} + 6 \times 15(8 + 43) \times \frac{1.7}{100} = -5423.2 \\ q = 2(43)^3 - 6 \times 15(43 + 2)^2 \times \frac{1.13}{100} - 6 \times 15(8 + 43)^2 \times \frac{1.7}{100} = 152975.04 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27}\right) = -2.29 \times 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,995 \longrightarrow \varphi = 174.35^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85.03$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -84.98 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 41,33 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 44.91 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 44.91$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d = 8\text{cm}$

$$0 < y_{ser} = 44.91 - 43 = 1.91 \text{ cm} < d = 8\text{cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} y_{ser} = 1.91 \text{ cm} \\ y_c = 44.91 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n \times [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2] ; \text{ avec } n=15$$

$$I = \frac{100}{3} \times (1.91)^3 + 15 \times [1.70 \times (8 - 1.91)^2 + 1.13(1.91 - 2)^2]$$

$$I = 1178.15 \text{ cm}^4$$

IV.1.9 Vérification des contraintes

IV.1.9.1 Contraintes de béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} = 0,042 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.1.9.2 Contraintes de l'acier tendu

$$\sigma_s = n \times \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) \times (d - y_{ser}) = 0,18 \text{ MPa.}$$

IV.1.9.3 Contraintes de l'acier comprimé

$$\sigma'_s = n \times \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) \times (y_{ser} - c') = 0,42 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \left(\max \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right]$$

$$\overline{\sigma}_s = \min [333.34; \max (250; 201.63)]$$

$$\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 77.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma'_s = -1.147 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.1.9.4 Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} < \overline{\tau}_u = \min (0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.67 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,033 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

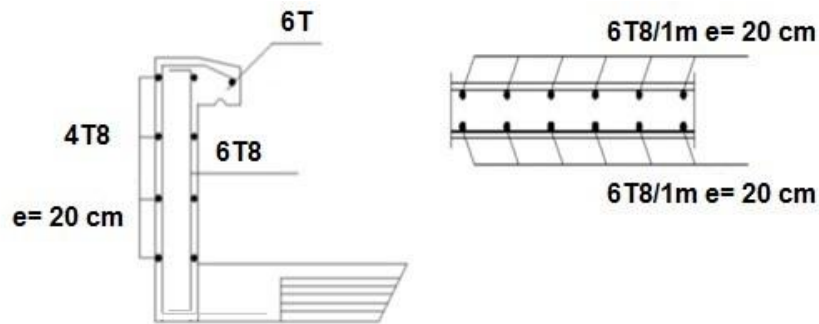


Figure IV. 4 : ferrailage de l'acrotère

IV.2 Les escaliers

IV.2.1 Pré-dimensionnement des escaliers

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

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



Figure IV. 5: Constituant d'un escalier

Les escaliers sont constitués en charpente métallique.

On utilise la formule de BLONDEL.

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2 \times h) \leq 66 \text{ cm} \quad [6]$$

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

Hauteur d'étage $h_e = 4 \text{ m}$

Giron..... $g = 30 \text{ cm}$

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

$$14.5 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

Pour $h = 16 \text{ cm}$ et largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$

- Nombre de contre marche $n = \frac{4/2}{0.16} = 12.5$ prendre $n = 13$

- Nombre de marche $m = n - 1 = 13 - 1 = 12$

Pour $h = 16 \text{ cm}$ on a 13 marches pour le 1^{er} et le 2^{eme} volée

IV.2.1.1 La longueur de la ligne de foulée sera

$$L = g \times (n - 1)$$

$$L = 30 \times (13 - 1) \longrightarrow L = 3.6 \text{ m}$$

IV.2.1.2 L'inclinaison de la pailasse

$$\text{Tg} \alpha = \frac{200}{360} = 0.55 \longrightarrow \alpha = 28.81^\circ$$

IV.2.1.3 La longueur de la pailasse

$$L = \frac{200}{\sin \alpha} = 4.15 \text{ m}$$

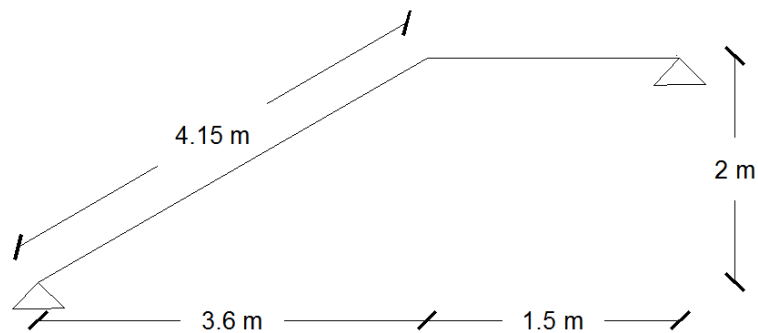


Figure IV. 6: Schéma statique des escaliers

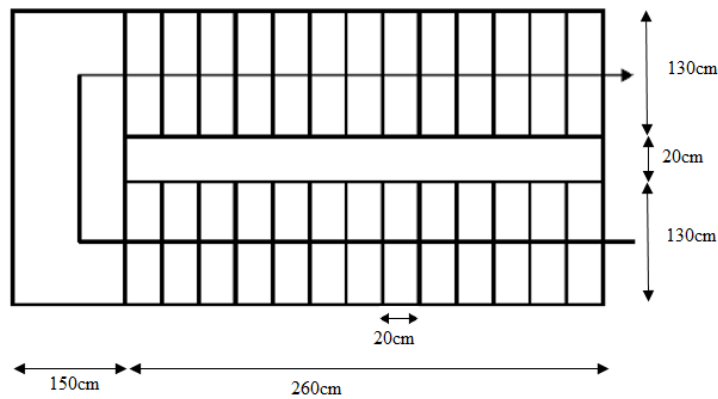


Figure IV. 7 : Vue en plan de l'escalier

Donc :

$$g+(2 \times h) = 30 + (2 \times 16) = 62 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.2.1.4 Dimensionnement de Cornière

IV.2.1.4.1 Évaluation des charges

➤ Charges permanentes :

La tôle 4 cm 0.73 kN/m²

Marbre + mortier 1 kN/m²

$$G = 1.73 \text{ kN/m}^2$$

➤ Charges d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

➤ Combinaison de charge :

1) ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) g/2 = (1.35 \times 1.73 + 1.5 \times 2.5) \times 0.3/2$$

$$q_u = 0.91 \text{ kN/m}^2$$

2) ELS :

$$q_s = (G + Q) g/2 = (1.73 + 2.5) \times 0.3/2$$

$$q_s = 0.63 \text{ kN/m}^2$$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivant :

$$f_{\max} \leq f \longrightarrow f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5 \times 0.63 \times 125^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1.9 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales L 40x40x4

Moment d'inertie de la cornière : $I_y=4.47\text{cm}^4$

Poids propre de la cornière : $g_c=2.42\text{kg/ml}$

➤ Condition de la résistance :

$$(q_{ult})' = q_{ult} + (1.35 \times g) = 0.91 + (1.35 \times 0.0242)$$

$$(q_{ult})' = 0.94 \text{ KN/m}$$

Le moment appliqué :

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

$$M_{sd} = \frac{0.94 \times 1.25^2}{8} = 0.18 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1.55 \times 235}{1 \times 10^3} = 0.36 \text{ kN.m}$$

$M_{c,rd} = 0.36 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0.17 \text{ kN.m} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

IV.2.1.5 Dimensionnement de limon

IV.2.1.5.1 Evaluation des charges

➤ charge permanentes :

Garde –corps $(0.02 \times 78.5) / \cos \alpha = 1.8 \text{ kN/m}^2$

Tôle (4cm) $0.73 / \cos \alpha = 0.83 \text{ kN/m}^2$

Marbre + mortier $(1 \times 1.25) / \cos \alpha = 1.42 \text{ kN/m}^2$

Poids de la cornière $2 \times (0.024 \times 1.25) / \cos \alpha = 0.052 \text{ kN/m}^2$

$$G = 4.1 \text{ kN/m}^2$$

➤ Charges d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (showroom et bureau).}$$

➤ Combinaison des charges :

1) ELU :

$$q_{ult} = [(1.35 \times G) + (1.5 \times Q)] / 2 = [(1.35 \times 4.1) + (1.5 \times 2.5)] / 2$$

$$q_{ult} = 4.65 \text{ kN/m}$$

2) ELS :

$$q_{ser} = [(G+Q)] / 2 = [(4.1 + 2.5)] / 2$$

$$q_{ser} = 3.3 \text{ kN/m}$$

➤ Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 3.3 \times (415)^3}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 365.61 \text{ cm}^4.$$

On prend un UPN 140

$$I_y = 605 \text{ cm}^4; W_{ply} = 103 \text{ cm}^3; g_p = 0.16 \text{ kN/m}.$$

➤ Condition de la résistance

$$(q_{ult})' = q_{ult} + (1.35 \times g) = 4.65 + (1.35 \times 0.16)$$

$$(q_{ult})' = 4.86 \text{ kN/m}$$

Le moment appliqué :

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

$$M_{sd} = \frac{4.86 \times 1.25^2}{8} = 0.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{103 \times 235}{1 \times 10^3} = 24.2 \text{ kN.m}$$

$M_{c,rd} = 24.2 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0.95 \text{ kN.m} \longrightarrow$ Donc la condition de la résistance est vérifiée.

IX.1 Etude du voile périphérique

IX.1.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les éléments qui constitue le sous-sol à savoir (voile périphérique, poteau mixte).

IX.1.2 Pré-dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 modifié en 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous
- Epaisseur $e \geq 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B Section du voile.

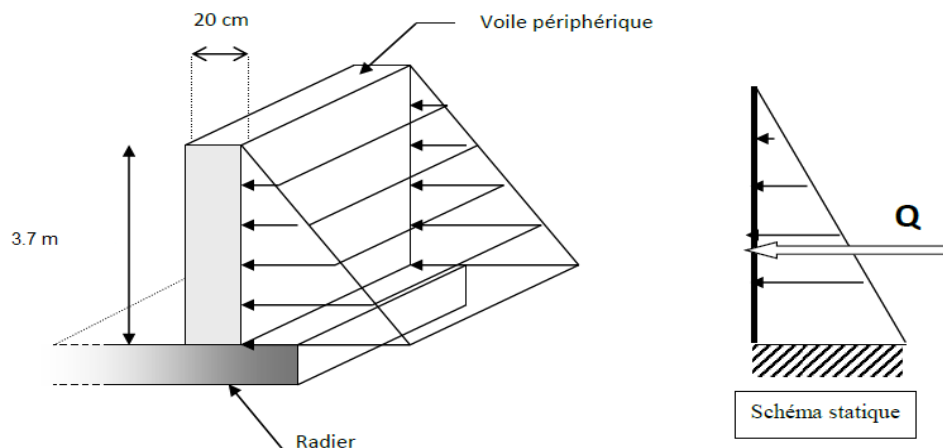


Figure IX. 1 : Voile périphérique

IX.1.3 Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3.7 \text{ m}; L_y = 10.10 \text{ m}$$

$$e = \frac{3.7}{25} = 0.15 \text{ prendre } e=h= 20 \text{ cm} \quad [6]$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est données par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ = Poids spécifique des terres ($\gamma_h=18 \text{ kN/m}^3$).

ρ = Surcharge sur rempli ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$)

H = Hauteur du voile (H=3,7m).

$$\Phi = 30 \text{ dépend de type de terrain } A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.333$$

$$\text{Donc : } q_u = [(1.35 \times \gamma \times H) + (1.5 \times \rho)] \times A \longrightarrow q_u = 34.94 \text{ kN/m}$$

$$q_s = [(\gamma \times H) + \rho] \times A \longrightarrow q_s = 25.51 \text{ kN/m}$$

IX.1.3.1 Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{10.10} = 0.37 < 0.4 \text{ donc la dalle travaille dans un seul sens } l_x.$$

Le calcul se fait comme une poutre dans le sens y-y.

IX.1.3.2 Calcul des sollicitations

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_u = \frac{q \cdot l^2 \cdot x}{8}$$

$$l = 3.7 \text{ m} \longrightarrow M_u = 59.79 \text{ kN.m}$$

Pour le calcul, on suppose que le panneau est partiellement encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- > Moment en travée : $M_t = 0.75 M_u$
- > Moment Appui de rive : $M_{a1} = 0.3 M_u$
- > Moment Appui intermédiaire : $M_{a2} = 0.5 M_u$

Tableau IX. 1 : Résultat correspond au panneau.

| Panneau | l_x (m) | L_y (m) | q_u (kN/m) | M_u (kN.m) | M_t (kN.m) | M_{a1} (kN .m) | M_{a2} (kN.m) |
|-----------|-----------|-----------|--------------|--------------|--------------|------------------|-----------------|
| 3.7x10.10 | 3.7 | 10.10 | 34.94 | 59.79 | 44.84 | 17.94 | 29.89 |

IX.1.3.3 Calcul de ferrailage :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\delta_s = 347.82 \text{ MPa}$.

Tableau IX. 2: Ferrailage du voile périphérique.

| | Sens | M_u (kN.m) | μ | A_s' (cm ²) | α | Z | A_{scal} (cm ²) | Choix | A_{sadp} (cm ²) | Esp (cm) |
|---------------------|------|-----------------|-------|------------------------------|----------|-------|----------------------------------|-------|----------------------------------|-------------|
| Travée | x-x | 44.84 | 0.098 | 0 | 0.129 | 17.07 | 7.55 | 8HA12 | 9.05 | 15 |
| Appuis de rive | x-x | 17.94 | 0.039 | 0 | 0.05 | 17.64 | 2.92 | 4HA10 | 3.14 | 30 |
| Appui intermédiaire | y-y | 29.89 | 0.065 | 0 | 0.084 | 17.39 | 4.94 | 7HA10 | 5.50 | 15 |

IX.1.3.4 Condition exige par RPA99/version 2003

L'RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

IX.1.3.5 Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens ; avec épaisseur compté entre 12 et 30 cm ;

$$A_x \geq A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_o \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \times \frac{bh}{2} = 2.107 \text{ cm}^2 \quad [11]$$

$$A_y \geq A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_o \times h \times b = 1.6 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \rho_o = 0.0008 \text{ pour acier feE400.}$$

➤ En Travée :

$$A_x = 9.05 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 2.104 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Sur Appuis :

a) Appui de rive :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 2.104 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Appui intermédiaire :

$$A_y = 5.50 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IX.1.3.6 Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$a_1 \leq \min(3h \text{ et } 33 \text{ cm})$$

$$a_1 = 30 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IX.1.3.7 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{34.94 \times 3.7 \times 10.10}{2 \times 3.7 + 10.10} = 74.61 \text{ kN} \\ T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{34.94 \times 3.7}{3} = 43.09 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 74.61 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{74.61}{1000 \times 200} \times 10^3 = 0.37 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IX.1.3.8 Vérification à l'ELS

IX.1.3.8.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$q_s = 25.51 \text{ kN/ml}$$

Tableau IX. 3 : Résultat correspond au panneau.

| Panneaux | l_x (m) | L_y (m) | q_u (kN/m) | M_u (kN.m) | M_t (kN.m) | M_{a1} (kN.m) | M_{a2} (kN.m) |
|-----------|-----------|-----------|--------------|--------------|--------------|-----------------|-----------------|
| 3.7x10.10 | 3.7 | 10.10 | 25.51 | 43.65 | 32.74 | 13.09 | 21.83 |

IX.1.3.8.2 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = 14.17 \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

a) En Travée :

Sens (x.x) :

$$M_s = 32.74 \text{ kN.m} ; A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + 15A_s \cdot X - 15A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 135.75x - 2443.5 = 0$$

$$\Delta = (135.75)^2 - 4(50) \times (-2443.5) = 507128.06$$

$$X_1 = -8.48 ; X_2 = 5.76$$

$$X = 5.76$$

c) Moments d'Inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (h - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100(5.76)^3}{3} + 15 \times 9.05 (20 - 5.76)^2 = 33897.16 \text{ cm}^4$$

d) Acier :

D'après le B.A.E.L 91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 150 \eta) = 240 \text{ MPa}. (\eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - x) = 206.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 206.31 < \bar{\sigma}_s = 240 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

e) Béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} X = 5.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.56 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Tableau IX. 4 : Calcul des contraintes.

| | M_u (kN.m) | A_s' (cm ²) | X (cm) | I (cm ⁴) | σ_s (MPa) | σ_{bc} (MPa) |
|---------------------|-----------------|------------------------------|-----------|-------------------------|---------------------|------------------------|
| Appuis de rive | 13.09 | 3.14 | 3.67 | 14207.8 | 198.04 | 3.38 |
| Appui intermédiaire | 18.66 | 5.50 | 4.68 | 22779.72 | 163.67 | 3.83 |

Tableau IX. 5 : Vérification des contraintes.

| | Sens | Mu (kNm) | As' (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérification |
|---------------------|------|-------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| Travée | x-x | 32.74 | 9.05 | 5.56 | 15 | 206.31 | 240 | OK |
| Appuis de rive | x-x | 13.09 | 3.14 | 3.38 | 15 | 198.04 | 240 | OK |
| Appui intermédiaire | y-y | 18.66 | 5.50 | 3.83 | 15 | 163.67 | 240 | OK |

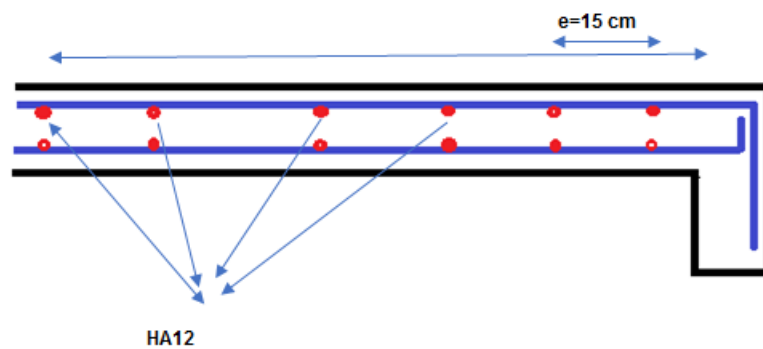


Figure IX. 2 : Ferrailage de voile périphérique vue en plan

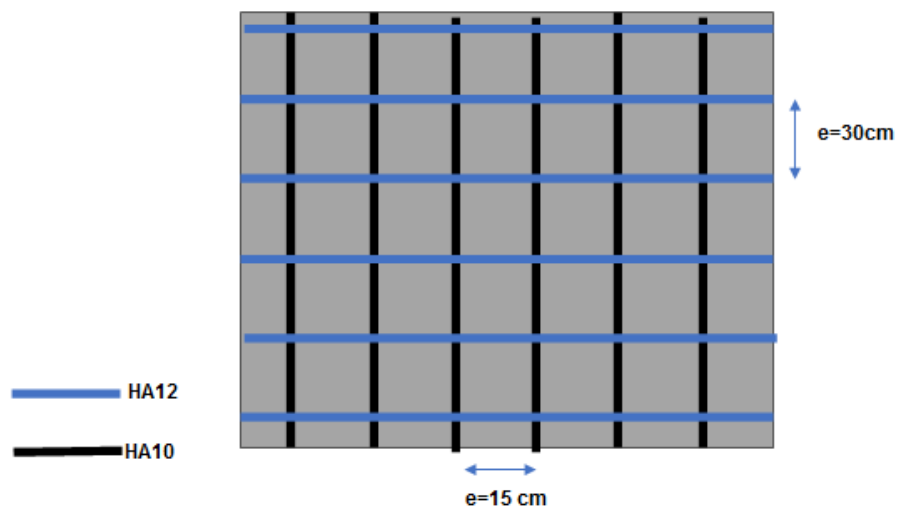


Figure IX. 3 : Ferrailage de voile périphérique vue en façade

IX.2 POTEAUX MIXTES ACIER-BETON :

Poteaux mixtes acier-béton soumis à une compression axiale Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types :

- Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.
- Les poteaux en profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés, les semelles et âme des profilés les constituants sont enrobés d'une couche de béton. Par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre semelles qui sont rempli de béton.

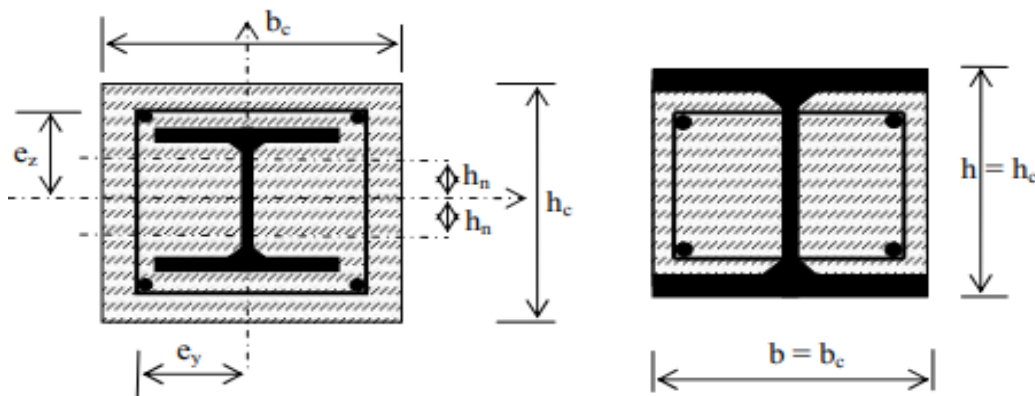


Figure IX. 4 : Schéma statique de poteau mixte

- ✓ Méthodes de calcul :

Pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, deux méthodes sont présentées dans le règlement Européen l'EC4.

Une Méthode Générale qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections, applicable aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur.

Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.

Une Méthode Simplifiée faisant aux courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections, applicable au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Hypothèses de calcul :

- Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine.
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.

- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

La Méthode Simplifiée :

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau
- La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, est compris entre 0.2 et 0.
- L'élanement réduit λ du poteau mixte ne doit pas dépasser la valeur 2.0.
- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :
 $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$ et $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$.
- Il convient que le rapport entre la hauteur h de la section et sa largeur se situe entre 0,2 et 5.
 L'aire de la section d'armature longitudinale à considérer dans les calculs ne doit pas dépasser 6% de l'aire de la section du béton

IX.2.1 Pré dimensionnement des sections mixte

Section en acier :

- $A_a=33420\text{mm}^2$
- $I_{ay}=359100 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $I_{az}=14900 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $W_{plya}=10230 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $W_{plza}=1553 \times 10^3 \text{ mm}^3$

IX.2.1.1 Béton

$$\left. \begin{array}{l} A_s \geq 0.3 \% A_{c \text{ net}} \\ A_s \leq 0.6 \% A_{c \text{ net}} \end{array} \right\} \longrightarrow A_s = 0.5 \% A_{c \text{ net}}$$

IX.2.1.2 Enrobage

$40\text{mm} \leq c_y \leq 0.4 b_c$ pour un poteau (100 x 60) on aura

$40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3 h_c$

$$\left. \begin{array}{l} 40\text{mm} \leq c_y \leq 280 \\ 40\text{mm} \leq c_z \leq 300 \end{array} \right\} \longrightarrow c_y = c_z = 100 \text{ mm}$$

$$h_c = 2 \times c_y + h_a = 2 \times 100 + 800 = 1000 \text{ mm}$$

$$b_c = 2 \times c_z + b_a = 2 \times 100 + 300 = 500 \text{ mm}$$

on prend une section trianguler (100 x 50)

$$0.2 \leq \frac{h}{b} = 2 \leq 5 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IX.2.1.3 Section d'armatureur :

$$A_s = 0.5\% A_{c \text{ net}} = 0.5\% [(1000 \times 500) - 33420] = 23.329 \text{ cm}^2$$

Le choix est : $8\phi 20 = 25.13 \text{ cm}^2$

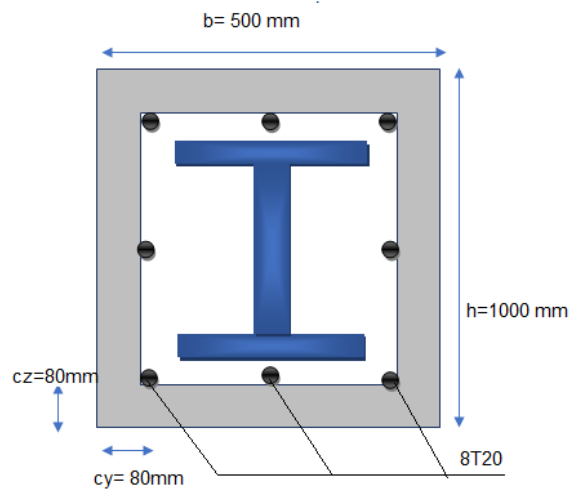


Figure IX. 5 : Poteau d'une section mixte

IX.2.2 Caractéristique de la section mixte

➤ Les armatures $8\phi 20$:

$$A_s(8\phi 20) = 2513 \text{ mm}^2$$

➤ La section $A_s = 8 \times \frac{\pi d^2}{4} = 2513.27 \text{ mm}^2$

I_{sy} et I_{sz} :

$$I_{sy} = I_y(1\text{barre}) + A_s(1\text{barre}) \times d_z^2 \times N_b$$

$$- A_s(1\text{barre}) = \frac{\pi d^2}{4} = 314.16 \text{ mm}^2$$

$$- d_z = \left[\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi}{2} + \phi t + Cz \right) \right]$$

$$d_{z1} = \left[\frac{1000}{2} - \left(\frac{20}{2} + 10 + 80 \right) \right] = 400 \text{ mm}$$

$$d_{z2} = 0$$

$$\text{Donc : } I_{sy} = [314.16 \times (400)^2] \times 6 = 30159.36 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = I_z(1\text{barre}) + A_s(1\text{barre}) \times d_y^2 \times N_b$$

- $d_y = \left[\frac{h}{2} - \left(\frac{\emptyset}{2} + \emptyset t + Cy \right) \right]$
- $d_{y1} = \left[\frac{500}{2} - \left(\frac{20}{2} + 10 + 80 \right) \right] = 150 \text{ mm}$
- $d_{y2} = 0$

Donc : $I_{sz} = [314.16 \times (150)^2] \times 6 = 4241.16 \times 10^4 \text{ mm}^4$

W_{plys} et W_{plzs} :

$$W_{plys} = A_s(\text{barre}) \times d_z \times n_b$$

- $W_{plys} = [314.16 \times 400] \times 6 = 753.984 \times 10^3 \text{ mm}^2$

$$W_{plzs} = A_s(1\text{barre}) \times d_y \times n_b$$

- $W_{plzs} = [314.16 \times 150] \times 6 = 47.124 \times 10^3 \text{ mm}^2$

➤ Le béton (1000x500): 8 cm

$$A_c = (h \times b) - (A_a + A_s)$$

$$A_c = (1000 \times 500) - (33420 + 2513.27)$$

$$A_c = 464066.73 \text{ mm}^2$$

- I_{cy} et I_{sz} :

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy})$$

$$I_{cy} = 4.14 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = \frac{bh^3}{12} - (I_{az} + I_{sz})$$

$$I_{cz} = 4.15 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- W_{plyc} et W_{plzc} :

$$W_{plyc} = \frac{hb^2}{4} - (W_{plya} + W_{plys})$$

$$W_{plyc} = 51.52 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{plzc} = \frac{hb^2}{4} - (W_{plza} + W_{plzs})$$

$$W_{plzc} = 60.89 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Tableau IX. 6 : Caractéristique des éléments de poteau mixte.

| Caractéristique | A (mm ²) | I _y (mm ⁴) | I _z (mm ⁴) | W _{ply} (mm ³) | W _{plz} (mm ³) |
|-------------------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Profile HEB800 | 33420 | 359100×10 ⁴ | 14900×10 ⁴ | 10230×10 ³ | 1553×10 ³ |
| Les armatures | 2513.27 | 30159.36×10 ⁴ | 4241.16×10 ⁴ | 753.984×10 ³ | 47.124×10 ³ |
| Béton | 464066.73 | 4.14×10 ¹⁰ | 4.15×10 ¹⁰ | 51.52×10 ⁶ | 60.89×10 ⁶ |

IX.2.2.1 Vérification de la résistance de flambement

$N_{sd} = 4697.88 \text{ KN}$; poteau 111 (robot)

$$N_{sd} < x N_{plrd}$$

Pour les sections partiellement ou totalement enrobées de béton :

$$N_{plrd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + A_c \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}}$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{plrd}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)}{l_f^2}$$

IX.2.2.2 La rigidité élastique (EI)

$$EI = E_a \cdot I_a + 0.6 \times E_{cd} \cdot I_c + E_s \cdot I_s$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}; E_{cm} = 3200 \text{ N/mm}^2; E_a = E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}; E_c = 1.35$$

$$E_{cd} = 23703.37 \text{ N/mm}^2$$

D'ou

$$- E_{Iy} = 1.405 \times 10^{15} \text{ N.mm}^2$$

$$- E_{Iz} = 6.3 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2$$

IX.2.2.3 La charge critique

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)}{l_f^2}$$

$$l_f : \text{poteau articulé - encastre} \longrightarrow \begin{cases} l_f = 0.7 H \\ l_f = 0.7 \times 3.7 \\ l_f = 2590 \text{ mm} \end{cases}$$

- $N_{cry} = 2.067 \times 10^9 \text{ N}$
- $N_{crz} = 0.927 \times 10^9 \text{ N}$

IX.2.2.4 La résistance plastique en compression N_{plrd}

$$N_{plrd} = A_a \times f_y + A_c \times 0.85 \times f_{ck} + A_s \times f_{sk}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; f_{sk} = 400 \text{ MPa}; f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$N_{plrd} = 33420 \times 355 + 464066.73 \times 0.85 \times 25 + 2513.27 \times 400$$

$$N_{plrd} = 22.73 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{plrd}}{N_{cr}}} :$$

- $\lambda_y = \sqrt{\frac{22.73 \times 10^6}{2.067 \times 10^9}} = 0.10 < 0.2$
- $\lambda_z = \sqrt{\frac{22.73 \times 10^6}{0.927 \times 10^9}} = 0.16 < 0.2$

La courbe de flambement α .

Profile HEB 800 (h= 800 mm; b= 300 mm; t_f = 33 mm)

D'ou:

- $\frac{h}{b} = \frac{800}{300} = 2.66 > 1.2$
 - $t_f = 33 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$
- } $\alpha_y = 0.21$ (courbe a)
} $\alpha_z = 0.34$ (courbe b)

IX.2.2.5 Calcul de φ

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\text{➤ } \varphi_y = 0.5 [1 + 0.21(0.10 - 0.2) + 0.10^2] = 0.495$$

$$\text{➤ } \varphi_z = 0.5 [1 + 0.34(0.16 - 0.2) + 0.16^2] = 0.506$$

IX.2.2.6 calcul de x

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}}$$

$$\text{➤ } x_y = \frac{1}{0.495 + \sqrt{0.495^2 - 0.10^2}} = 1$$

$$\text{➤ } x_z = \frac{1}{0.506 + \sqrt{0.506^2 - 0.16^2}} = 1$$

La résistance plastique en compression N_{plrd} :

$$\gamma_a = 1.1; \gamma_c = 1.5; \gamma_s = 1.15$$

$$N_{plrd} = 33420 \times \frac{355}{1.1} + 464066.73 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} + 2513.27 \times \frac{400}{1.15}$$

$$N_{plrd} = 18224.18 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_{sd} \leq x N_{plrd}$$

$$N_{sd} = 4694.88 \text{ kN}$$

$$x_y \text{ et } x_z = 1$$

D'où $N_{sd} = 4694.88 \text{ kN} \leq x N_{plrd} = 18224.18 \text{ kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

IX.2.2.7 Vérification de la résistance en flexion

a) Selon l'axe (y-y) :

$$M_{Sdy} = 118.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sdy} < 0.9 \mu_y M_{plrd}$$

$$\mu_y = \frac{xy-xd}{1-xc*cy} \text{ si } X_d > X_c \text{ ou } \mu_y = 1 - \frac{1-xy*xd}{1-xc*cy} \text{ si } X_d < X_c$$

$$X_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = \frac{4694.88}{18224.18} = 0.26 \longrightarrow X_d = 0.26$$

$$X_c = \frac{N_c}{N_{plrd}} \text{ avec } N_c = \frac{Ac \times 0.85 \times f_{ck}}{1.5} = \frac{464066.73 \times 0.85 \times 25}{1.5} = 6574.28 \text{ kN}$$

$$X_c = \frac{6574.28}{18224.18} = 0.36 \longrightarrow X_c = 0.36$$

Donc : $X_d < X_c$

$$\mu_y = 1 - \frac{1-xy*xd}{1-xc*xy} = 0.15 < 1$$

Donc : $\mu_y = 1$ avec $xy = 1$

b) Détermination de M_{Pldy} :

$$M_{Pldy} = (W_{Pa} - W_{Pan}) \times \frac{fy}{\gamma_a} + (W_{PC} - W_{PCn}) \times \frac{0.85 f_{ck}}{2\gamma_c} + (W_{PS} - W_{PSn}) \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

c) Détermination de la zone $2h_N$:

Nous avons trois cas possible :

$$\text{Axe neutre : } \begin{cases} \text{dans l'âme.} \\ \text{dans la semelle.} \\ \text{Hors la section d'acier.} \end{cases}$$

On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme :

$$h_N = \frac{Ac f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2bc.f_{cd} + 2tw(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16 ; A_c = 464066.73 \text{ mm}^2 ; f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.82$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 322.73 ; A_{SN} = 0 \text{ (la zone } 2h_N \text{ et inconnue ; } t_w = 17.5 \text{ mm ; } b_c = 500 \text{ mm.)}$$

$$h_N = \frac{464066 \times 14.16}{2 \times 500 \times 14.16 + 2 \times 17.5 (2 \times 322.73 - 14.16)} = 181.25 \text{ mm}$$

$$h_N = 181.25 \text{ mm}$$

$$h_N = 181.25 \text{ mm} < h/2 - t_f = \frac{800}{2} - 33 = 367 \text{ mm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : h_N trouve dans l'âme.

d) Détermination de W_{Pan} et W_{Pcn} et W_{PSn} :

$$W_{Pan} = t_w \cdot h_N^2 = 17.5 \times 181.25^2 = 574902.34 \text{ mm}^3$$

$$W_{PSn} = \sum A d_i^2 = 0 \text{ (pas d'amature dans la zone } 2h_N \text{)}$$

$$W_{Pcn} = b_c \times h_N^2 - W_{Pan} - W_{PSn}$$

$$W_{Pcn} = 500 \times 181.25^2 - 574902.34 = 15.85 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{Pldy} = (10230 \times 10^3 - 574902.34) \times \frac{355}{1.1} + (51.52 \times 10^6 - 15.85 \times 10^6) \times \frac{0.85 \times 25}{2 \times 1.5} + (753.984 \times 10^3 - 0) \times \frac{400}{1.15} = 3630.79 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{Plrdy} = 3630.79 \text{ kN.m}$$

e) Vérification :

$$M_{Sdy} < 0.9 \mu_y M_{Plrd}$$

$$M_{Sdy} = 118.90 \text{ kN.m} < 0.9 \times 1 \times 3630.79 = 3267.71 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Selon l'axe (z-z)

$$M_{Sdz} = 84.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sdz} < 0.9 \mu_z M_{Plrd}$$

$$\text{Avec : } X_d = 0.20 ; X_c = 0.36 ; \mu_z = 1$$

f) Détermination de M_{Pldz} :

$$M_{Pldz} = (W_{Pa} - W_{Pan}) \times \frac{f_y}{\gamma_a} + (W_{PC} - W_{Pcn}) \times \frac{0.85 f_{ck}}{2 \gamma_c} + (W_{PS} - W_{PSn}) \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

On a 3 possibilités :

Axe neutre $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans l'âme} \\ \text{dans semelle} \\ \text{Hors section d'acier} \end{array} \right.$

On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme :

$$h_N = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2hc.f_{cd} + 2ha(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16 ; A_c = 464066.73 \text{ mm}^2 ; f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.82$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 322.73 ; A_{SN} = 0 \text{ (la zone } 2h_n \text{ et inconnue ; } h_c = 1000 \text{ mm ; } h_a = 800 \text{ mm.)}$$

$$h_N = \frac{464066 \times 14.16}{2 \times 1000 \times 14.16 + 2 \times 800(2 \times 322.73 - 14.16)} = 6.32 \text{ mm}$$

$$h_N = 6.32 \text{ mm}$$

$$h_N = 6.32 \text{ mm} < t_w/2 = \frac{17.5}{2} = 8.75 \text{ mm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$W_{Pan} = t_f * h_n^2 = 33 \times 6.32^2 = 1.32 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{PSn} = \sum A d_i^2 = 0 \quad (\text{pas d'amature dans la zone } 2h_N)$$

$$W_{Pcn} = hc \times h_N^2 - W_{Pan} - W_{PSn}$$

$$W_{Pcn} = 1000 \times 6.32^2 - 1.32 \times 10^3 = 38.62 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{Pldy} = (1553 \times 10^3 - 1.32 \times 10^3) \times \frac{355}{1.1} + (60.89 \times 10^6 - 32.62 \times 10^6) \times \frac{0.85 \times 25}{2 \times 1.5} + (47.124 \times 10^3 - 0) \times \frac{400}{1.15} = 717.41 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$M_{Plrdz} = 717.41 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdz} = 84.90 \text{ kN.m} < 0.9 \times \mu_z \times M_{Plrdz} = 645.67 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

IX.3 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

IX.3.1 Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure. Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

IX.3.2 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a) Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b) Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

IX.3.3 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes, filant croisé et radier générale, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : contrainte de sol.
- N : effort normal applique sur la fondation.
- S : surface de la fondation.

Semelle isolée : [6]

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_S$$

Le poteau plus sollicité :

$$N_{tot} = N_{ser} + 10\% N_{ser} \text{ [cour abed]}$$

$$N_{tot} = 4694.88 + 10\% \times 4694.88$$

$$N_{\text{tot}} = 5164.37 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

$$\text{D'ou: } S_{\text{Semelle}} \geq \frac{5164.37}{200} \Rightarrow S = 25.82 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S_{\text{Semelle}}} \Rightarrow A = \sqrt{25.82} = 5.08 \text{ m} \Rightarrow B = 5.50 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{\text{min}} \geq 1,5 \times B$$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\text{min}} = 5.6 \text{ m} < 1,5 \times 5.50 = 8.25 \text{ m} \longrightarrow$ La condition n'est pas vérifiée.

IX.3.4 Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Semelles filantes : [6]

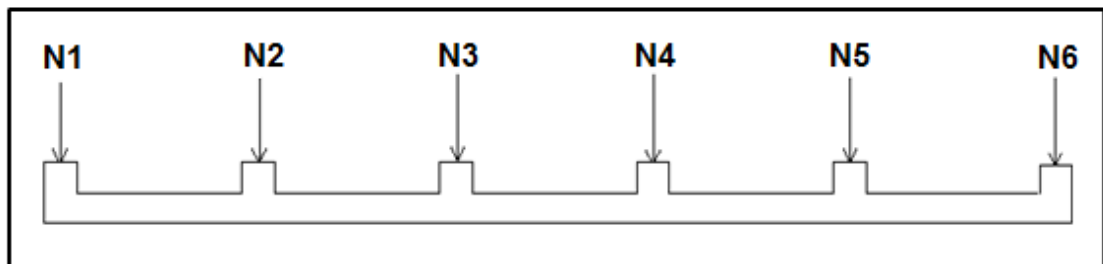


Figure IX. 6 : Semelle filante

IX.3.5 Semelle Filante

IX.3.5.1 Hypothèse de Calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

IX.3.5.2 Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S}$$

Tel que :

$N = \sum N_{Ser}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$ $\left\{ \begin{array}{l} B: \text{Largeur de la semelle.} \\ L: \text{Longueur de la file considérée.} \end{array} \right.$

On a : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \Rightarrow S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S = B \times L \Rightarrow B = \frac{S}{L}$ avec : $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

| file | $N(kN)$ | $L(m)$ | $B(m)$ | $B_{choisie}(m)$ | $S(m^2)$ |
|------|----------|--------|--------|------------------|----------|
| A | 16282.66 | 50.50 | 1.61 | 1.62 | 81.81 |
| B | 22948.96 | 50.50 | 2.27 | 2.30 | 116.15 |
| C | 23393.62 | 50.50 | 2.32 | 2.35 | 118.68 |
| D | 15966.73 | 50.50 | 1.58 | 1.60 | 80.80 |
| 1 | 9582.66 | 17.70 | 2.7 | 2.75 | 48.68 |
| 2 | 15266.74 | 17.70 | 4.31 | 4.35 | 76.99 |
| 3 | 14724.05 | 17.70 | 4.15 | 4.20 | 74.34 |
| 4 | 14737.44 | 17.70 | 4.16 | 4.20 | 74.34 |
| 5 | 15255.65 | 17.70 | 4.31 | 4.35 | 76.99 |
| 6 | 9237.6 | 17.70 | 2.61 | 2.70 | 47.79 |
| | | | | | 796.57 |

Figure IX. 7 : Section des semelles filantes

IX.3.5.3 Vérification

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 2 \times B_{Max}$

On a $L_{min} = 5.6 < 2 \times B_{Max} = 2 \times 4.35 = 8.7 \text{ m}$ Non vérifier.

Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

On doit vérifier le rapport :

$$\frac{S_{nécessaire}}{S_{batiment}} \geq 50\% \quad \text{avec : } S_{nécessaire} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.

- Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

Remarque :

Pour des raisons pédagogique, nous avons entamé les calcule des semelles isolées et des semelles filantes.

En réalisé, le règlement parasismique nous exige d'avoir une boite rigide au niveau de l'infrastructure et notre bâtiment dépasse le neuf niveau pour cela on a opté pour un radier général.

IX.3.6 Radier général :

IX.3.6.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sur toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées, dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (Plus économique que pratique) renversé

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

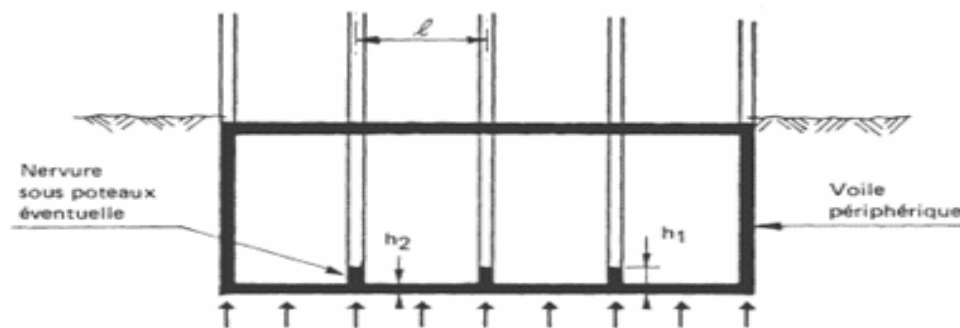


Figure IX. 8Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux

Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure et du sous-sol.

Pour : $N_G = 57596.29$ KN ; $N_Q = 18627.13$ KN

ELS : $N_{Ser} = N_G + N_Q = 76223.42$

$$N_{\text{tot}} = N_{\text{ser}} + 10\% N_{\text{ser}} = 83845.762 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On trouve : } S_{\text{néc}} \geq 419.23 \text{ m}^2$$

- La surface occupée par l'ouvrage $50.50 \times 17.70 = 893.85 \text{ m}^2 > S_{\text{néc}}$

$$\frac{S_{\text{néc}}}{S_b} = \frac{419.23}{893.85} = 46.9 \%$$

- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de 50 cm.

$$\text{Donc la surface totale de radier est : } 51.50 \times 18.70 = 963.05 \text{ m}^2$$

IX.3.6.2 Pré dimensionnement de radier

Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\text{max}}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 6.5 \text{ m} \quad ; \quad 26 \text{ cm} \leq h_1 \leq 32.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_1 = 30 \text{ cm}$$

On prend : $h_1 = 30 \text{ cm}$

- Condition de cisaillement :

Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99 :

$$\tau_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

$$T_u = \frac{ql}{2} \quad ; \quad q = \frac{N \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{radier}}}$$

Avec :

$$N_G = 57596.29 \text{ KN} ; N_Q = 18627.13 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 116265.26 \text{ KN}$$

$$L = 6.5 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times b d} = \frac{N \times l \times 1 \text{ ml}}{2 S_{\text{rad}} \times b \times d} = \frac{N \times l}{2 S_{\text{rad}} \times b (0.9 h)} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$h \geq \frac{N \times l \times 1 \text{ ml}}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times (0.9 \tau)} = \frac{116265.26 \times 10^3 \times 6.5 \times 10^3}{2 \times 963.05 \times 10^6 \times (0.9 \times 2.5)} = 174.38 \text{ mm} = 17.44 \text{ cm} \quad h_2 = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2) \geq \text{Max}(20 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 50 \text{ cm}$

Nervure :

a- La hauteur de nervure :

- Condition de flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 10.10 \text{ m}$$

$$67.33 \text{ cm} < h_n < 101 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_{N1} = 100 \text{ cm}$$

- Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot f_{c28} \text{ (Article A.5.2.4.2) C.B.A.}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité de sous-sol ($N_u = 5164.37 \text{ KN}$).

U_c = périmètre de contour au niveau du feuille moyen ($U_c = 2[(a+b) + 2h]$).

a, b = Dimension du poteau du sous-sol (100x50).

$$N_u \leq 0.045(2[(a+b) + 2h]) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$N_u \leq 0.045(2[(100+50) + 2h]) \cdot h \cdot 25$$

$$4.5h^2 + 3375h - 5164.37 \times 10^3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 10215.15 \quad h_{N2} = 76.002 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 80 \text{ cm}$

IX.3.6.2.1 Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} \quad \text{et } I = I = \frac{b_N(h_N)^3}{12} \quad \text{l'équation devient : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.b.l^4}{E.b_N.\pi^4}}$$

I : Inertie de la section transversale de la nervure.

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000 \text{ MPa}$).

$b=1 \text{ m}$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K= 40$ MPa/m

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times (40 \times 10^{-3}) \times (1 \times 10^3) \cdot (10.1 \times 10^3)^4}{20000(105 \times 10)(3.14)^4}} \rightarrow h_n = 118.85 \text{ cm}$$

$$h_{n3} = 120 \text{ cm}$$

$$h_n = \max (h_{N1} ; h_{N2} ; h_{N3}) = \max (80\text{cm} ; 80 \text{ cm} ; 120 \text{ cm}) = 120 \text{ cm}$$

b- La largeur des nervures

- Condition de coffrage :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$36 \text{ cm} \leq b \leq 84 \text{ cm}$$

Donc : $b_N = 60$ cm dans les deux sens (x-x et y-y).

Le choix final :

- Épaisseur de la dalle du radier $h= 50$ cm
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 120 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

Tableau IX. 7: Caractéristiques géométriques du radier.

| Position de centre de gravité | | Moments d'inerties | |
|-------------------------------|-----------|--------------------|---------------|
| x_G (m) | y_G (m) | $I_{xx}(m^4)$ | $I_{yy}(m^4)$ |
| 25.26 | 8.51 | 23336.188 | 189961.446 |

IX.3.6.3 Vérifications Nécessaires

Vérification de la Stabilité du Radier

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due.

Avec : aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure.

B : la largeur du radier.

$$M_r = M_0 + V_0 \cdot h$$

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'ancrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier robot 2019.

$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + N_{ser}(\text{infrastructure})$

$N_{ser} = 88318.64 \text{ KN}$

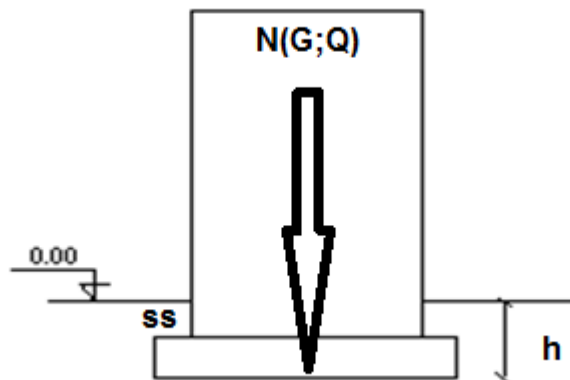


Figure IX. 9 : Schéma statique du bâtiment

➤ Suivant le sens xx :

$$B_x = 51.70 \text{ m} \longrightarrow \frac{B_x}{4} = 12.625 \text{ m}$$

$$M_0 = 23315.43 \text{ KN.m} \quad V_0 = 11388.55 \text{ KN} \quad h = 3.7 \text{ m}$$

$$M_r = 23315.43 + 11388.55 \times 3.7 = 65453.07 \text{ KNm}$$

$$e_0 = \frac{65453.07}{88318.43} = 0.74 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = 12.875 \text{ m} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ Suivant le sens yy :

$$B_y = 18.90 \text{ m} \longrightarrow \frac{B_y}{4} = 4.675 \text{ m}$$

$$M_0 = 23315.43 \text{ kN.m} ; V_0 = 10611.69 \text{ kN} ; h = 3.7 \text{ m}$$

$$Mr = 23315.43 + 10611.69 \times 3.7 = 62578.68 \text{ KNm}$$

$$e_0 = \frac{62578.68}{88318.43} = 0.71 \text{ m} \leq \frac{B_y}{4} = 4.675 \text{ m} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

IX.3.6.4 Conclusion

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable dans les deux sens.

IX.3.6.5 Vérification des contraintes

➤ Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 2,00$ bars.

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{88318.43}{963.05} = 91.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 91.71 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

b. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_R}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_R}{I} V$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{sol} (\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}). \text{BAEL91}$$

- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible

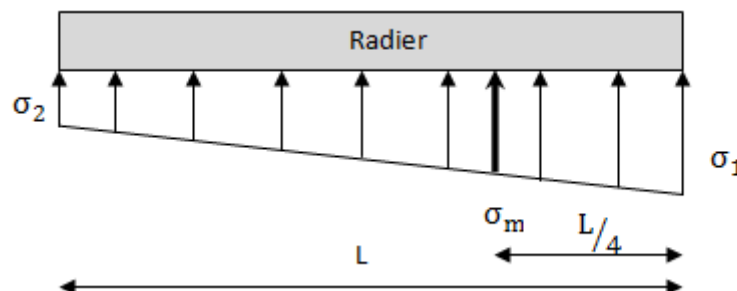


Figure IX. 10 : Contraintes sous le radier.

| I_{xx} (m^4) | I_{yy} (m^4) | N_u (kN) | M_{Rx} (kN.m) | M_{Ry} (kN.m) | $\bar{\sigma}_{sol}$ (kN/m ²) | S_{radier} (m ²) | x_G (m) | y_G (m) |
|-----------------------|-----------------------|---------------|--------------------|--------------------|--|-----------------------------------|--------------|--------------|
| 23336.188 | 189961.746 | 121237.314 | 65453.07 | 62578.68 | 200 | 963.05 | 25.26 | 8.51 |

Avec :

$N_u = N_u$ (structure) + N_u (infrastructure)

M_R : le moment de renversement.

Tableau IX. 8 : Vérifications des contraintes.

| | σ_1 (kN/m ²) | σ_2 (kN/m ²) | $\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²) |
|--------------|---|---------------------------------|--|
| Sens x-x | 196.74 | 54.58 | 161.2 |
| Sens y-y | 128.23 | 122.63 | 126.83 |
| Vérification | $\sigma_1^{\max} < 1,5$ $\sigma_{sol} = 300$ | $\sigma_2^{\min} > 0$ | $\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$ |

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- ELS:

$N_S = 88318.43$ kN

$\bar{\sigma}_{sol} = 200$ kN/m²

Tableau IX. 9 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

| | σ_1 (kN/m ²) | σ_2 (kN/m ²) | $\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²) |
|--------------|---|------------------------------------|---|
| Sens x-x | 162.56 | 20.86 | 127.135 |
| Sens y-y | 94.51 | 88.91 | 93.11 |
| Vérification | $\sigma_1^{\max} < 1,5$ $\sigma_{sol} = 300$ | $\sigma_2^{\min} > 0$ | $\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$ |

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

IX.3.6.6 Ferraillage de la dalle du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

IX.3.6.6.1 Ferraillage de la dalle du radier

Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 161.2 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 127.135 \text{ kN/m}$$

IX.3.6.6.2 Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés. [11]

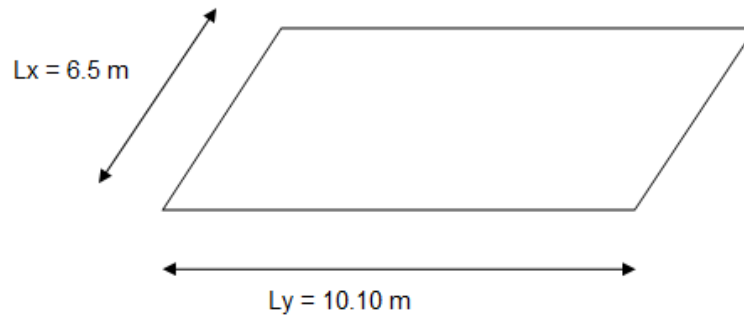


Figure IX. 11 Panneau de la dalle du radier

IX.3.6.6.3 Calcul des moments :

Pour le calcul, on suppose que les panneaux reposent sur les nervures ; d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis comme suit :

➤ Panneau de rive :

- Moment en travée : $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{array} \right.$
- Moment sur appuis : $\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (appui intermédiaire)} \end{array} \right.$

➤ Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{array} \right.$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive avec : $L_x = 6.5 \text{ m}$; $L_y = 10.10 \text{ m}$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.5}{10.10} = 0,64 \leq 1,0 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 521.02 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 180.89 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 442.87 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 153.76 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,5M_x = 260.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 90.45 \text{ kN.m}$$

➤ Ferrailage de la dalle :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 45 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;
 $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 10 Ferrailage des panneaux du radier.

| | Sens | M_u (kNm) | μ | α | Z(cm) | A_s^{cal} (cm^2) | Choix | A_s^{adp} (cm^2) | Esp (cm) |
|--------|------|----------------|--------|----------|-------|----------------------------------|-------|----------------------------------|-------------|
| Travée | x-x | 442.87 | 0,154 | 0.21 | 41.21 | 30.88 | 10T20 | 31.42 | 10 |
| | y-y | 153.76 | 0,0536 | 0,0688 | 43.79 | 10.08 | 10T12 | 10.18 | 10 |
| Appuis | x-x | 260.51 | 0,0907 | 0,1192 | 42.85 | 17.47 | 10T16 | 20.11 | 10 |
| | y-y | 90.45 | 0,0315 | 0,0400 | 44.28 | 5.86 | 10T10 | 7.07 | 10 |

IX.3.6.6.4 Espacement

➤ En Travée :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33 \text{ cm}}\right) = 33 \text{ cm} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

On prend : $esp = 10 \text{ cm}$

➤ En Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

On prend : $esp = 10\text{cm}$

IX.3.6.6.5 Vérification des contraintes a ELS

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive avec : $L_x = 3.9\text{m}$; $L_y = 4.5\text{m}$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.5}{10.10} = 0.64 \leq 1,0 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1\text{m} = 127.135 \text{ kN/m} \quad \rho = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 410.92 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 142.67 \text{ kN.m}$$

➤ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 349.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 121.27 \text{ kN.m}$$

➤ Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,5M_x = 174.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 60.64 \text{ kN.m}$$

➤ Ferrailage de la dalle :

$b = 100\text{cm}$; $h = 50\text{cm}$; $d = 45\text{cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 11 Ferrailage des panneaux du radier.

| | Sens | M_s (kNm) | μ | A | Z(cm) | A_s^{cal} (cm ²) | Choix | A_s^{adp} (cm ²) | Esp (cm) |
|--------|------|----------------|--------|--------|-------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|-------------|
| Travée | x-x | 349.28 | 0,1217 | 0.1627 | 42.07 | 23.85 | 8T20 | 25.13 | 13 |
| | y-y | 121.27 | 0,0422 | 0,0539 | 44.02 | 7.92 | 8T12 | 9.05 | 13 |
| Appuis | x-x | 174.64 | 0,0608 | 0,0785 | 43.59 | 11.51 | 8T14 | 12.31 | 13 |
| | y-y | 60.64 | 0,0211 | 0,0267 | 44.52 | 3,91 | 8T10 | 6.28 | 13 |

a) Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau IX. 12 : Vérification des contraintes.

| | Sens | $M_{ser} (kN.m)$ | $A_s \text{ cm}^2$ | Y(cm) | I(cm ⁴) | $\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$ |
|--------|------|-----------------------------|-----------------------------------|--------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| Travée | x-x | 349.28 | 25.13 | 15.03 | 468502.52 | 1.12 |
| | y-y | 121.27 | 9.05 | 26.17 | 188837.76 | 1.68 |
| Appuis | x-x | 174.64 | 12.31 | 28.98 | 109580.51 | 4.61 |
| | y-y | 60.64 | 6.28 | 20.93 | 194659.66 | 0.65 |
| | Sens | $\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$ | $\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$ | $\sigma_s \text{ (MPa)}$ | $\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$ | Obs |
| Travée | x-x | 15 | Ok | 33.52 | 240 | Ok |
| | y-y | 15 | Ok | 18.14 | 240 | Ok |
| Appuis | x-x | 15 | Ok | 38.29 | 240 | Ok |
| | y-y | 15 | Ok | 11.25 | 240 | Ok |

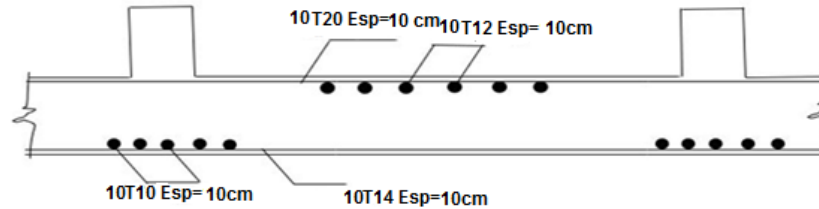


Figure IX. 12 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier

IX.3.6.7 Ferrailage des nervures

➤ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [11]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- Sens X-X :

$$q=511.08 \text{ kN/ml; } M_0=1293.67 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t=0,85M_0 = 1099.94 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a=0,50M_0 = 647.02 \text{ kN.m}$$

$$b=60 \text{ cm ; } h=120 \text{ cm ; } d=108 \text{ cm}$$

Tableau IX. 13 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

| | M_u (kN.m) | μ | α | Z (cm) | A_U^{cal} (cm ²) | Choix | A_U^{adp} (cm ²) |
|--------|--------------|--------|----------|--------|--------------------------------|-------|--------------------------------|
| Travée | 1099.94 | 0,2995 | 0,4585 | 58.793 | 61.82 | 8T32 | 64.34 |
| Appuis | 647.02 | 0,1762 | 0,2440 | 64.969 | 28.61 | 8T25 | 39.27 |

- Sens Y-Y :

$$M_0 = 971.97 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 826.179 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0 = 485.988 \text{ kN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm ; } h = 120 \text{ cm ; } d = 50 \text{ cm.}$$

b : largeur de nervure.

h : longueur de nervure.

d : épaisseur de la dalle.

Tableau IX. 14 : Ferrailage des nervures (sens y-y).

| | M_u (kN.m) | μ | α | Z (cm) | A_U^{cal} (cm ²) | Choix | A_U^{adp} (cm ²) |
|--------|--------------|--------|----------|--------|--------------------------------|-------|--------------------------------|
| Travée | 826.179 | 0,225 | 0,3229 | 62.698 | 37.865 | 8T25 | 39.27 |
| Appuis | 485.988 | 0,1324 | 0,1782 | 66.867 | 20.884 | 8T20 | 25.13 |

IX.3.6.8 Vérifications nécessaires

1- Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.8 \text{ cm}^2$$

2- Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm²/ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 120 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times 0.8 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } A_p = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

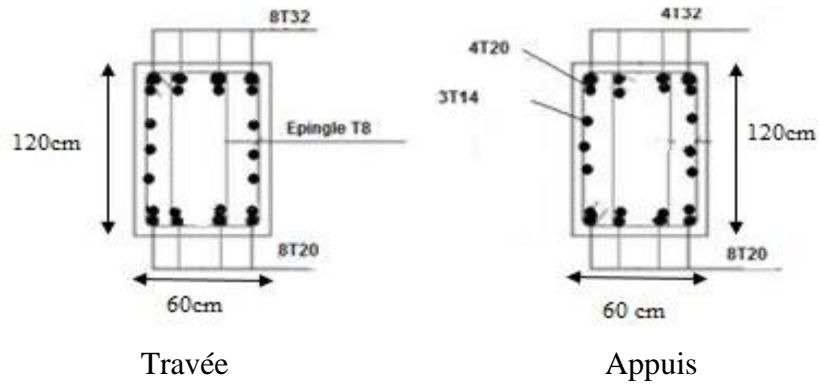


Figure IX. 13 : Ferrailage des nervures suivant X-X

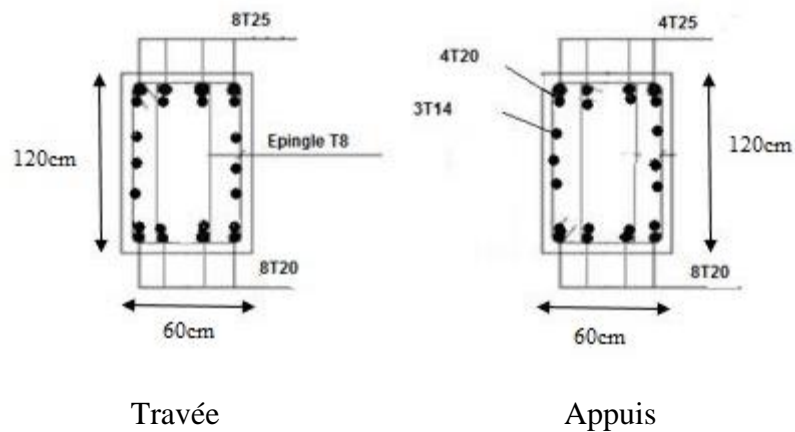


Figure IX. 14 : Ferrailage des nervures suivant Y-Y en travée

- Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

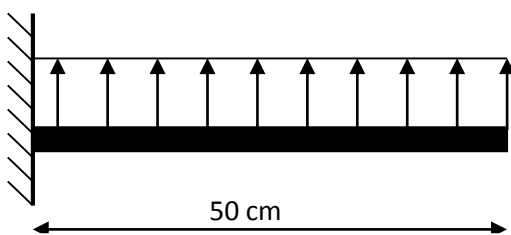


Figure IX. 15 : Schéma statique du débord

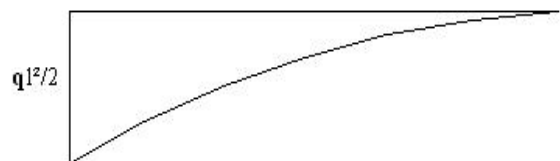


Figure IX. 16 : Diagramme des Moments

- Evaluation des charges :

E.L.U : $q_u = 153.339 \text{ kN/ml}$ —> Pour une bande de 1m.

➤ Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

$$\text{E.L.U} : M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 19.167 \text{ kN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 50\text{cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14.16\text{MPa}$.

Tableau IX. 15 : Ferrailage du débord.

| M_u (kN.m) | μ | α | Z (cm) | A_s^{cal} (cm ²) |
|--------------|-------|----------|--------|---------------------------------------|
| 19.167 | 0,010 | 0.013 | 35,81 | 1.53 |

1- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.347 \text{ cm}^2$$

Note : On opte pour le même ferrailage que celui de la dalle de radier.

Conclusion :

Ce dernier chapitre consiste à calculer les fondations, les fondations sont destinées à transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure.

Dans notre cas, le radier était le type de fondation le plus adéquat considérant les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour les autres types de fondations.

Nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier.

LISTE DES FIGURES

| | |
|---|----|
| Figure I. 1: Schéma de la façade Est..... | 2 |
| Figure I. 2: Plan des étages courant | 3 |
| Figure I. 3: Plan du RDC | 5 |
| Figure I. 4: Plan du sou sol | 5 |
| Figure I. 5 : coupe | 6 |
| Figure I.6: Vue éclatée dun plancher mixte..... | 10 |
| | |
| Figure II. 1: Dimensions de l'HI-BOND 55.750 | 12 |
| Figure II. 2: Pose peinture en résine époxy sur sol en béton..... | 13 |
| Figure II. 3: Composants du Plancher technique..... | 14 |
| | |
| Figure III. 1: Répartition du plancher sur les solives..... | 16 |
| Figure III. 2: Schéma statique de la solive la plus sollicitée..... | 16 |
| Figure III. 3: largeur participante de la dalle | 19 |
| Figure III. 4: Goujon soude avec la dalle mixte | 21 |
| Figure III. 5: Nombre de connecteur par demi-porté..... | 22 |
| Figure III. 6: Repartitions du plancher sur la poutre principale..... | 23 |
| Figure III. 7: Schéma statique de la poutre principale | 23 |
| Figure III. 8: Nombre de connecteur par demi-porté..... | 29 |
| Figure III. 9: répartition des planches sur les poutres secondaire..... | 29 |
| Figure III. 10: Loi de dégression de la surcharge d'exploitation..... | 31 |
| Figure III. 11: le poteau central (le plus sollicite)..... | 32 |
| Figure III. 12: le poteau de rive | 36 |
| Figure III. 13: le poteau d'angle..... | 38 |
| | |
| Figure IV. 1: Dimensions de l'acrotère | 41 |
| Figure IV. 2: Sollicitations de l'acrotère | 42 |
| Figure IV. 3: Section de calcul de l'acrotère | 43 |
| Figure IV. 4 : ferrailage de l'acrotère | 47 |
| Figure IV. 5: Constituant d'un escalier..... | 48 |
| Figure IV. 6: Schéma statique des escaliers | 48 |
| Figure IV. 7 : Vue en plan de l'escalier..... | 49 |

| | |
|---|-----|
| Figure V. 1: Action du vent | 54 |
| Figure V. 2: Répartition de la pression dynamique | 55 |
| Figure V. 3: Légende pour les parois verticales | 59 |
| Figure V. 4: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales | 59 |
| Figure V. 5: Légende pour les toitures plates | 60 |
| Figure V. 6: Légende pour les parois verticales | 66 |
| Figure V. 7: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales. | 67 |
| Figure V. 8: Légende pour les toitures plates..... | 67 |
| | |
| Figure VI. 1: Vue en plan du modèle initiale | 80 |
| Figure VI. 2: Vue en plan avec palées triangulées en V..... | 81 |
| Figure VI. 3: Structure avec palées triangulées en V | 82 |
| Figure VI. 4 : Model final « vu en 3d » | 83 |
| Figure VI. 5: Evaluation des effets de second ordre | 89 |
| | |
| Figure VII. 1: Phénomène du flambement..... | 91 |
| Figure VII. 2: Phénomène du déversement | 91 |
| Figure VII. 3: La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné. | 93 |
| Figure VII. 4: Le système de contreventements -Palée en (V)-..... | 105 |
| | |
| Figure VIII. 1: assemblage Poutre Principale HEB700 – Solive IPE330..... | 111 |
| Figure VIII. 2: Disposition des boulons..... | 113 |
| Figure VIII. 3: assemblage Poteau HEA600 – Poutre Principale HEB700..... | 115 |
| Figure VIII. 4: Disposition des boulons..... | 116 |
| Figure VIII. 5: Assemblage soude poutre-platine..... | 120 |
| | |
| Figure IX. 1 : Voile périphérique..... | 123 |
| Figure IX. 2 : Ferrailage de voile périphérique vue en plan | 127 |
| Figure IX. 3 : Ferrailage de voile périphérique vue en façade | 128 |
| Figure IX. 4 : Schéma statique de poteau mixte | 129 |
| Figure IX. 5 : Poteau d'une section mixte | 131 |
| Figure IX. 6 : Semelle filante..... | 139 |
| Figure IX. 7 : Section des semelles filantes..... | 140 |
| Figure IX. 8Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux..... | 141 |

| | |
|---|-----|
| Figure IX. 9 : Schéma statique du bâtiment..... | 145 |
| Figure IX. 10 : Contraintes sous le radier..... | 146 |
| Figure IX. 11 Panneau de la dalle du radier | 148 |
| Figure IX. 12 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier | 151 |
| Figure IX. 13 : Ferrailage des nervures suivant X-X | 152 |
| Figure IX. 14 : Ferrailage des nervures suivant Y-Y en travée | 153 |
| Figure IX. 15 : Schéma statique du débord | 153 |
| Figure IX. 16 : Diagramme des Moments..... | 153 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|----|
| Tableau I. 1: caractéristiques des nuances d'acier..... | 7 |
| Tableau I. 2: caractéristiques des nuances d'acier S355..... | 8 |
| Tableau I. 3: caractéristiques mécanique..... | 8 |
| | |
| Tableau II. 1: Plancher terrasse inaccessible..... | 14 |
| Tableau II. 2: Plancher étage courant..... | 15 |
| Tableau II. 3: Plancher RDC..... | 15 |
| Tableau II. 4: Charges d'exploitations..... | 15 |
| | |
| Tableau III. 1: Caractéristiques du profilé IPE200..... | 17 |
| Tableau III. 2: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE450..... | 24 |
| Tableau III. 3: tableau des poutres secondaires..... | 30 |
| Tableau III. 4: Tableau récapitulatif des solives, poutres principales et secondaires..... | 30 |
| Tableau III. 5: Tableaux des Charges permanentes et des exploitations..... | 31 |
| Tableau III. 6: Tableaux de descente de charge..... | 33 |
| Tableau III. 7: surface et profilé nécessaire..... | 34 |
| Tableau III. 8: caractéristique géométrique du profilé HEA200..... | 34 |
| Tableau III. 9: facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement..... | 35 |
| Tableau III. 10: choix et vérifications des poteaux de centre..... | 36 |
| Tableau III. 11: Descente des charges de poteau de rive..... | 37 |
| Tableau III. 12: surface et profilé nécessaire..... | 37 |
| Tableau III. 13: choix et vérifications des poteaux de rive..... | 38 |
| Tableau III. 14: Descente des charges de poteau d'angle..... | 39 |
| Tableau III. 15: surface et profilé nécessaire..... | 39 |
| Tableau III. 16: choix et vérifications des poteaux d'angles..... | 40 |
| Tableau III. 17: Tableau récapitulatif des poteaux..... | 40 |
| | |
| Tableau IV. 1: Résumé de résultats..... | 44 |
| | |
| Tableau V. 1: Définition des catégories de terrain..... | 54 |
| Tableau V. 2: Valeurs des pressions dynamiques..... | 55 |
| Tableau V. 3: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire..... | 60 |

| | |
|---|----|
| Tableau V. 4: Valeurs de C_{pe} de la toiture. | 61 |
| Tableau V. 5: Les valeurs des pressions q_j sur RDC et 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage (V1). | 62 |
| Tableau V. 6: Les valeurs des pressions q_j sur 3 ^{ème} étage. | 62 |
| Tableau V. 7: Les valeurs des pressions q_j sur 4 ^{ème} étage. | 62 |
| Tableau V. 8: Les valeurs des pressions q_j sur 5 ^{ème} étage. | 63 |
| Tableau V. 9: Les valeurs des pressions q_j sur 6 ^{ème} étage. | 63 |
| Tableau V. 10: Les valeurs des pressions q_j sur 7 ^{ème} étage. | 63 |
| Tableau V. 11: Les valeurs des pressions q_j sur 8 ^{ème} étage. | 63 |
| Tableau V. 12: Les valeurs des pressions q_j sur 9 ^{ème} étage. | 64 |
| Tableau V. 13: la force exercée par le vent F_w sur V1. | 65 |
| Tableau V. 14: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1). | 65 |
| Tableau V. 15: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1) « Toiture ». | 66 |
| Tableau V. 16: Valeurs des Forces de pressions intérieur(V1). | 66 |
| Tableau V. 17: Valeurs des forces de frottement direction V1 et V2. | 66 |
| Tableau V. 18: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire. | 67 |
| Tableau V. 19: Valeurs de C_{pe} de la toiture. | 69 |
| Tableau V. 20: Les valeurs des pressions q_j sur RDC et 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage (V2). | 69 |
| Tableau V. 21: Les valeurs des pressions q_j sur 3 ^{ème} étage. | 69 |
| Tableau V. 22: Les valeurs des pressions q_j sur 4 ^{ème} étage. | 70 |
| Tableau V. 23: Les valeurs des pressions q_j sur 5 ^{ème} étage. | 70 |
| Tableau V. 24: Les valeurs des pressions q_j sur 6 ^{ème} étage. | 70 |
| Tableau V. 25: Les valeurs des pressions q_j sur 7 ^{ème} étage. | 70 |
| Tableau V. 26: Les valeurs des pressions q_j sur 8 ^{ème} étage. | 70 |
| Tableau V. 27: Les valeurs des pressions q_j sur 9 ^{ème} étage. | 71 |
| Tableau V. 28: la force exercée par le vent F_w sur V2. | 72 |
| Tableau V. 29: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2). | 72 |
| Tableau V. 30: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2) « Toiture ». | 73 |
| Tableau V. 31: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2). | 73 |
| Tableau V. 32: Valeurs des forces de frottement direction V1 et V2. | 73 |
| | |
| Tableau VI. 1: Spectre de réponse | 78 |
| Tableau VI. 2: Les périodes et les facteurs de participation massique pour le premier modèle. | 80 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VI. 3: Les périodes et les facteurs de participation massique pour le deuxième modèle..... | 81 |
| Tableau VI. 4: Facteur de qualité..... | 85 |
| Tableau VI. 5: Les périodes et les facteurs de participation massique pour le modèle final. | 86 |
| Tableau VI. 6: Les déplacements résultants de la charge E sens X..... | 88 |
| Tableau VI. 7: Les déplacements résultants de la charge E sens Y..... | 88 |
| Tableau VI. 8: Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ »..... | 89 |
| | |
| Tableau VII. 1: Efforts internes des poteaux sou N_{\max} pour chaque niveau. | 96 |
| Tableau VII. 2: Vérifications au flambement par flexion pour 1 ^{ère} cas. | 97 |
| Tableau VII. 3: Vérifications de déversements pour 1 ^{ère} cas. | 97 |
| Tableau VII. 4: Efforts internes des poteaux sou M_{sdy}^{\max} pour chaque niveau. | 98 |
| Tableau VII. 5: Vérifications au flambement par flexion pour 2 ^{ème} cas. | 98 |
| Tableau VII. 6: Vérifications de déversements pour 2 ^{ème} cas. | 99 |
| Tableau VII. 7: Efforts internes des poteaux sou M_{sdz}^{\max} pour chaque niveau..... | 99 |
| Tableau VII. 8: Vérifications au flambement par flexion pour 3 ^{ème} cas. | 100 |
| Tableau VII. 9: Vérifications de déversements pour 3 ^{ème} cas. | 100 |
| Tableau VII. 10: Efforts internes des poteaux doubles hauteurs sou N_{\max} | 101 |
| Tableau VII. 11: Vérifications au flambement par flexion de poteau double hauteur pour 1 ^{ère} cas. | 101 |
| Tableau VII. 12: Vérifications de déversements de poteau double hauteur pour..... | 101 |
| Tableau VII. 13: Efforts internes les poteaux doubles hauteurs sou M_{sdy}^{\max} pour | 101 |
| Tableau VII. 14: Vérifications au flambement par flexion de poteau double hauteur pour 2 ^{ème} cas. | 102 |
| Tableau VII. 15: Vérifications de déversements de poteau double hauteur pour..... | 102 |
| Tableau VII. 16: Efforts internes les poteaux doubles hauteurs M_{sdz}^{\max} | 102 |
| Tableau VII. 17: Vérifications au flambement par flexion de poteau double hauteur pour 3 ^{ème} cas. | 102 |
| Tableau VII. 18: Vérifications de déversements de poteau double hauteur pour..... | 102 |
| Tableau VII. 19: Tableau récapitulatif des poteaux..... | 103 |
| Tableau VII. 20: Tableau récapitulatif des poteaux doubles hauteurs..... | 103 |
| Tableau VII. 21: Tableau de vérification de $M_{sd} < M_{plrd}$ | 105 |
| Tableau VII. 22: Tableau de vérification de $V_{sd} < V_{plrd}$ | 105 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VII. 23: Tableau de vérification de $V_{sd} < 0.5V_{plrd}$. | 105 |
| Tableau VII. 24: Tableau récapitulatif des poutres principales. | 105 |
| Tableau VII. 25: Tableau de vérification de $N_{sd} < N_{trd}$. | 108 |
| Tableau VII. 26: Tableau de vérification de $N_{sd} < N_{crd}$. | 108 |
| Tableau VII. 27: Tableau de vérification de $N_{sd} < 2N_{brd}$. | 108 |
| Tableau VII. 28: Tableau récapitulatif des contreventements. | 108 |
| | |
| Tableau VIII. 1: Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons. [4] | 109 |
| Tableau VIII. 2: Joue des trous en fonction des boulons. [10] | 110 |
| Tableau VIII. 3: Coefficient partiels de sécurité. [4] | 110 |
| Tableau VIII. 4: La section des boulons. [10] | 110 |
| Tableau VIII. 5: Résistance à la traction des pièces. [4] | 110 |
| Tableau VIII. 6: Valeur de facteur de corrélation. [4] | 110 |
| Tableau VIII. 7: Caractéristiques géométriques des profilés HEB700 et IPE330. | 111 |
| Tableau VIII. 8: Caractéristiques géométriques des profilés HEB700 et HEA600. | 115 |
| | |
| Tableau IX. 1 : Résultat correspond au panneau. | 124 |
| Tableau IX. 2: Ferrailage du voile périphérique. | 124 |
| Tableau IX. 3 : Résultat correspond au panneau. | 125 |
| Tableau IX. 4 : Calcule des contraintes. | 126 |
| Tableau IX. 5 : Vérification des contraintes. | 127 |
| Tableau IX. 6 : Caractéristique des éléments de poteau mixte. | 132 |
| Tableau IX. 7: Caractéristiques géométriques du radier. | 144 |
| Tableau IX. 8 : Vérifications des contraintes. | 147 |
| Tableau IX. 9 : Contraintes sous le radier à l'ELS. | 147 |
| Tableau IX. 10 : Ferrailage des panneaux du radier. | 149 |
| Tableau IX. 11 : Ferrailage des panneaux du radier. | 150 |
| Tableau IX. 12 : Vérification des contraintes. | 150 |
| Tableau IX. 13 : Ferrailage des nervures (sens x-x). | 151 |
| Tableau IX. 14 : Ferrailage des nervures (sens y-y). | 152 |
| Tableau IX. 16 : Ferrailage du débord. | 153 |

Liste des symboles

| | |
|---------------------|---|
| A | Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement. |
| A_s | Aire d'une section d'acier. |
| \varnothing | Diamètre des armatures, mode propre. |
| φ | Angle de frottement. |
| γ_s | Coefficient de sécurité dans l'acier. |
| γ_b | Coefficient de sécurité dans le béton. |
| σ_s | Contrainte de traction de l'acier. |
| σ_{bc} | Contrainte de compression du béton. |
| $\bar{\sigma}_s$ | Contrainte de traction admissible de l'acier. |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ | Contrainte de compression admissible du béton. |
| τ_u | Contrainte ultime de cisaillement. |
| τ | Contrainte tangentielle. |
| β | Coefficient de pondération. |
| σ_{sol} | Contrainte du sol. |
| σ_m | Contrainte moyenne. |
| G | Charge permanente. |
| Q | Charge d'exploitation. |
| ξ | Déformation relative. |
| V_{sd} | Effort tranchant à la base. |
| N_{sd} | Effort normal. |
| M_{sd} | Moment fléchissant. |
| E.L.U | Etat limite ultime. |
| E.L.S | Etat limite service. |
| N_{ser} | Effort normal pondéré aux états limites de service. |
| N_u | Effort normal pondéré aux états limites ultime. |
| T | Période. |
| Esp | Espacement. |

| | |
|---------------|---|
| λ | Elancement. |
| F | Force concentrée. |
| f | Flèche. |
| f_{adm} | Flèche admissible. |
| D | Fiche d'ancrage. |
| L | Longueur ou portée. |
| L_f | Longueur de flambement. |
| d | Hauteur utile. |
| F_e | Limite d'élasticité de l'acier. |
| M_u | Moment à l'état limite ultime. |
| M_{ser} | Moment à l'état limite de service. |
| M_t | Moment en travée. |
| M_a | Moment sur appuis. |
| M_0 | Moment à la base. |
| I | Moment d'inertie. |
| E_{ij} | Module d'élasticité instantané. |
| E_{vj} | Module d'élasticité différé. |
| E_s | Module d'élasticité de l'acier. |
| f_{c28} | Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours. |
| f_{t28} | Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours. |
| F_{cj} | Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours. |
| K | Coefficient de raideur de sol. |
| δ | Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton. |
| Y | Position de l'axe neutre. |
| δ_{ek} | Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion). |
| I | Rayon de giration d'une section. |
| J | Nombre de jours. |
| K | Coefficient en général. |
| L | Longueur ou portée (on utilise aussi L). |
| N | Coefficient d'équivalence acier-béton. |
| s_t | Espacement des armatures transversales. |
| x | Coordonnée en général, abscisse en particulier. |
| y | Coordonnée d'altitude. |
| q_{dyn} | Pression dynamique. |

| | |
|------------------|-------------------------------------|
| $q_{\text{réf}}$ | Pression dynamique de référence. |
| q_j | Pression dû au vent. |
| K_t | Facteur de terrain. |
| Z_0 | Paramètre de rugosité. |
| Z_{min} | Hauteur Minimale. |
| C_r | Coefficient de rugosité. |
| C_t | Coefficient de topographie. |
| C_d | Coefficient dynamique. |
| C_e | Coefficient d'exposition. |
| C_{pe} | Coefficient de pression extérieur. |
| C_{pi} | Coefficient de pression intérieure. |
| C_p | Coefficient de pression nette. |

V.1 Effet de la neige

V.1.1 Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la structure produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 200 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude d'Alger 173.10 m.

V.1.2 Charge de neige [5]

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. Règlement de neige et vent algérien 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

➤ Déterminer par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ (kN/m)}$$

S : la charge caractéristique de la neige par unité de surface, en kN/m²

V.1.3 Calcul des charges de la neige

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad [5]$$

- ❖ S_k (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- ❖ μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudié est situé à Alger, qui correspond à la zone A selon la classification de RNV2013.

La valeur de S_k en kN/m² est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 10}{100} \quad [5]$$

Avec $H = 173.10$ m

$$S_k = 0,169 \text{ kN/m}^2$$

V.1.4 Coefficient de forme de la terrasse [5]

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ; \mu = 0.8$$

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.169$$

$$S = 0.135 \text{ KN/m}^2 = 13.5 \text{ daN/m}^2$$

V.2 Effet du vent

V.2.1 Introduction

Le vent est un phénomène vibratoire mettant la structure en mouvement. L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul se fera à la base du règlement Algérien RNV2013 pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

V.2.2 Données relative au site

- Site plat
- Zone du vent zone I [5]
- $Q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ [5]
- Catégories de terrain IV : [5]

Tableau V. 1: Définition des catégories de terrain.

| Catégorie de terrain | K_t | Z_0 (m) | Z_{min} (m) | ε |
|---|-------|-----------|---------------|---------------|
| Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m | 0,234 | 1 m | 10m | 0.67 |

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

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

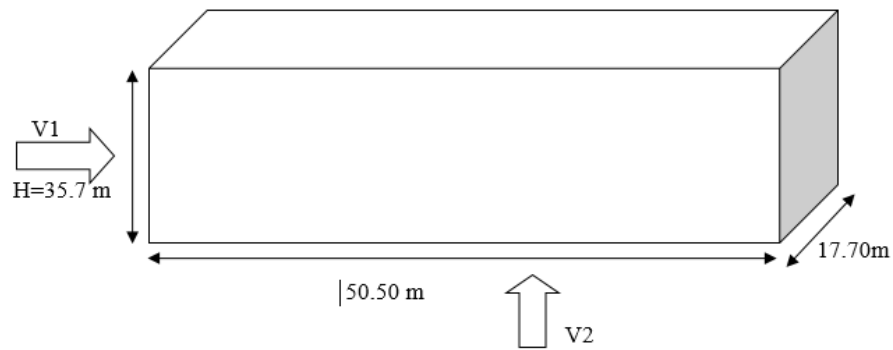


Figure V. 1: Action du vent

V.2.3 Calcul de la pression dynamique au point

q_p : est la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur Z_e relative à l'élément de surface

- $q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e)$ [5]
- $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2 = 0,375 \text{ kN/m}^2$ [5]
- C_e : coefficient d'exposition au vent [5]

V.2.3.1 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

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

- $C_t(z)$: est le coefficient de topographie = 1 [5]
(Car nous avons une terrasse inaccessible son versant) Donc $C_t=1$ [5]
- $C_r(z)$: le coefficient de rugosité [5]

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(Z) = K_t \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{z_0} \right) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad [5] \\ C_r(Z) = K_t \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{\min}}{z_0} \right) \quad \text{pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

- I_v : est l'intensité de la turbulence [5]

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v = \frac{1}{C_t \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{z_0} \right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min} \quad [5] \\ I_v = \frac{1}{C_t \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{\min}}{z_0} \right)} \quad \text{pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2: Valeurs des pressions dynamiques.

| Niveau | H(m) | Z(m) | C _r | C _t | I _v | C _e | q _{dyn} (dN/m ²) |
|------------------------|------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|---------------------------------------|
| RDC | 3.7 | 1.85 | 0.538 | 1 | 0.434 | 1.168 | 43.84 |
| 1 ^{ère} étage | 4 | 5.85 | 0.538 | 1 | 0.434 | 1.168 | 43.84 |
| 2 ^{ème} étage | 4 | 9.85 | 0.538 | 1 | 0.434 | 1.168 | 43.84 |
| 3 ^{ème} étage | 4 | 13.85 | 0.615 | 1 | 0.380 | 1.384 | 47.74 |
| 4 ^{ème} étage | 4 | 17.85 | 0.674 | 1 | 0.346 | 1.555 | 55.09 |
| 5 ^{ème} étage | 4 | 21.85 | 0.722 | 1 | 0.324 | 1.703 | 61.05 |
| 6 ^{ème} étage | 4 | 25.85 | 0.761 | 1 | 0.307 | 1.824 | 65.96 |
| 7 ^{ème} étage | 4 | 29.85 | 0.795 | 1 | 0.294 | 1.933 | 70.50 |
| 8 ^{ème} étage | 4 | 33.85 | 0.824 | 1 | 0.284 | 2.029 | 73.84 |
| 9 ^{ème} étage | 4 | 37.85 | 0.850 | 1 | 0.275 | 2.113 | 77.40 |

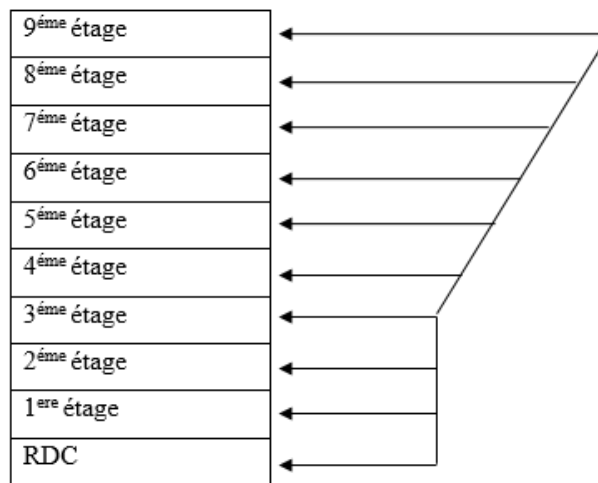


Figure V. 2: Répartition de la pression dynamique

V.2.4 Calcul des coefficients de pressions

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Donc on a calculé C_d

V.2.4.1 Calcul de coefficient dynamique C_d

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q_2 + R_2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

V.2.4.1.1 Calcul Hauteur équivalente de la construction Z_{eq}

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

$$H = 39.7 \text{ m}$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 39.7 = 23.82 \text{ m}$$

$$Z_{eq} = 23.82 \text{ m} \geq Z_{min} = 10 \text{ m}$$

$I_v(z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour ($Z = Z_{eq}$)

$$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)} \text{ Pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(z_{eq}) = 0.315$$

V.2.4.1.2 Calcul la Partie quasi statique Q^2

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{I_i(z_{eq})}\right)^{0.67}}$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad [5]$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{z_{eq}}{200}\right)^\varepsilon$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{23.82}{200}\right)^{0.67} = 72.11 \text{ m}$$

$$Q^2_{v1} = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{17.70 + 39.7}{72.11}\right)^{0.67}} = 0.56$$

$$Q^2_{v2} = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{50.50 + 39.7}{72.11}\right)^{0.67}} = 0.095$$

V.2.4.1.3 Calcul la Partie Résonnante R_2

La partie résonnante (R^2) est définie comme suit :

$$R_2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad [5]$$

δ : décrement logarithmique d'amortissement des vibration pour le mode fondamentale dans la direction du vent donné par :

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

δ_s : décrement logarithmique d'amortissement structural

$$\delta_s = 0.05 \quad (\text{bâtiments en acier}) \quad [5]$$

δ_a : décrement logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0.

$$\delta_a = 0 \quad [5]$$

$$\delta = 0.05 + 0 = 0.05$$

$n_l x$: Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction de x.

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_X}{(1 + 10,2 \times N_X)^{5/3}} \quad [5]$$

N_X : fréquence adimensionnelle de la direction x du vent donnée par :

$$N_X = \frac{n_l x \times I_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})} \quad [5]$$

$$V_m(z) = C_{r(z)} \times C_{t(z)} \times V_{réf}$$

$$V_m(z_{eq}) = C_{r(z_{eq})} \times C_{t(z_{eq})} \times V_{réf}$$

$$C_{r(z_{eq})} = K_t \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} < Z < 200$$

$$C_{r(z_{eq})} = 0,234 \times \ln\left(\frac{23,82}{1}\right)$$

$$C_{r(z_{eq})} = 0,742$$

$$C_{t(z_{eq})} = 1$$

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

$$V_{réf} = 25 \text{ m/s} \quad [5]$$

$$V_m(z_{eq}) = 0,742 \times 1 \times 25 = 18,55 \text{ m/s}$$

V.2.4.1.4 Calcul de fréquence propre du mode fondamentale

$$n_l x = \frac{0,5}{\sqrt{f}} \quad [\text{Hz}] \quad [5]$$

f : est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration

$$f = \frac{h}{100} = \frac{39,7}{100} = 0,397 \text{ m}$$

$$n_l x = \frac{0,5}{\sqrt{0,397}} = 0,794 \quad [\text{Hz}]$$

$$\text{donc } N_X = \frac{n_l x \times I_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})} \longrightarrow \begin{cases} N_X = \frac{0,794 \times 72,11}{18,55} \\ N_X = 3,09 \end{cases}$$

$$R_N = \frac{6,8 \times N_X}{(1 + 10,2 \times N_X)^{5/3}} \longrightarrow \begin{cases} R_N = \frac{6,8 \times 3,09}{(1 + 10,2 \times 3,09)^{5/3}} \\ R_N = 0,63 \end{cases}$$

V.2.4.1.5 Calcul Fonction admittance aérodynamique R_h et R_b

$$R_h = \left(\frac{1}{n_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \cdot \eta h^2}\right) * (1 - e^{-2\eta h}) \text{ pour } \eta h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{n_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \cdot \eta b^2}\right) * (1 - e^{-2\eta b}) \text{ pour } \eta b > 0$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_X \times h}{I_i(z_{eq})} \longrightarrow \eta_h = \frac{4,6 \times 3,09 \times 39,7}{72,11} = 7,83$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_X \times b}{I_i(z_{eq})} \longrightarrow \eta_{b1} = \frac{4,6 \times 3,09 \times 17,70}{72,11} \quad \text{et} \quad \eta_{b2} = \frac{4,6 \times 3,09 \times 50,50}{72,11}$$

$$\eta_{b1} = 3,49 \quad \text{et} \quad \eta_{b2} = 9,95$$

D'où :

$$R_{hv1} = R_{hv2} = 0.119$$

$$R_{bv1} = 0.249; R_{bv2} = 0.095$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad [5]$$

$$\delta = 0.05; R_N = 0.63; R_h = 0.119; R_{bv1} = 0.249; R_{bv2} = 0.095$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0.063 \times 0.119 \times 0.249$$

$$R^2_{v1} = 0.184; R^2_{v2} = 0.0703$$

V.2.4.1.6 Calcul de facteur de pointe 'g'

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} > 3 \quad [5]$$

➤ Calcul de la fréquence moyenne

$$v = nI.x \times \sqrt{\frac{Q^2}{R^2 + Q^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$nI.x = 0.794; R^2 = 0.184; Q^2 = 0.56$$

$$V_{v1} = 0.794 \times \sqrt{\frac{0.56^2}{0.184^2 + 0.56^2}} = 0.759$$

$$V_{v2} = 0.794 \times \sqrt{\frac{0.095^2}{0.0703^2 + 0.095^2}} = 0.638$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.759)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.759)}} > 3$$

$$g_{v1} = 3.67; g_{v2} = 3.62$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(Zeq) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times Iv(Zeq)}$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,67 \times 0,315 \times \sqrt{0,56 + 0,172}}{1 + 7 \times 0,315} \longrightarrow C_{d,v1} = 0.93$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,62 \times 0,315 \times \sqrt{0,095 + 0,0703}}{1 + 7 \times 0,315} \longrightarrow C_{d,v2} = 0.6$$

V.2.4.2 Calcul des coefficients de pressions extérieures

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe1}$ si $S \leq 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} + C_{pe1}) \times \log_{10}(S)$ si $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ si $S \geq 10 \text{ m}^2$

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

Alors : $C_{pe} = C_{pe10}$

V.2.5 La direction du vent V1

V.2.5.1 Pour les parois verticales

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \min [b ; 2h] \\ b = 17.7\text{m} \\ d = 50.50 \text{ m} \\ h = 39.7 \text{ m} \end{array} \right.$$

Alors : $e = \min [17.70 ; 79.4] \longrightarrow e = 17.70$

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

Vue en plan :

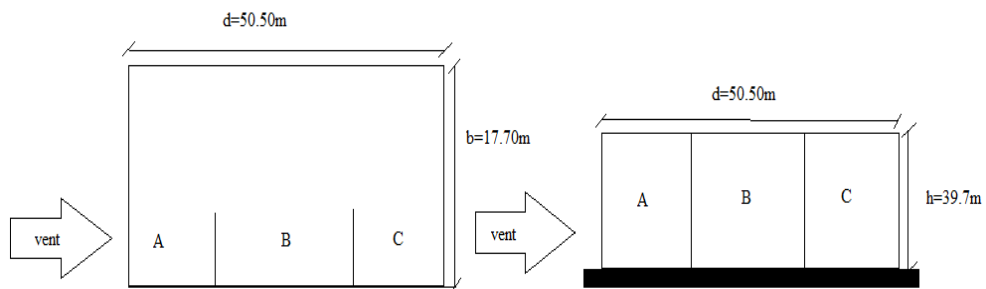
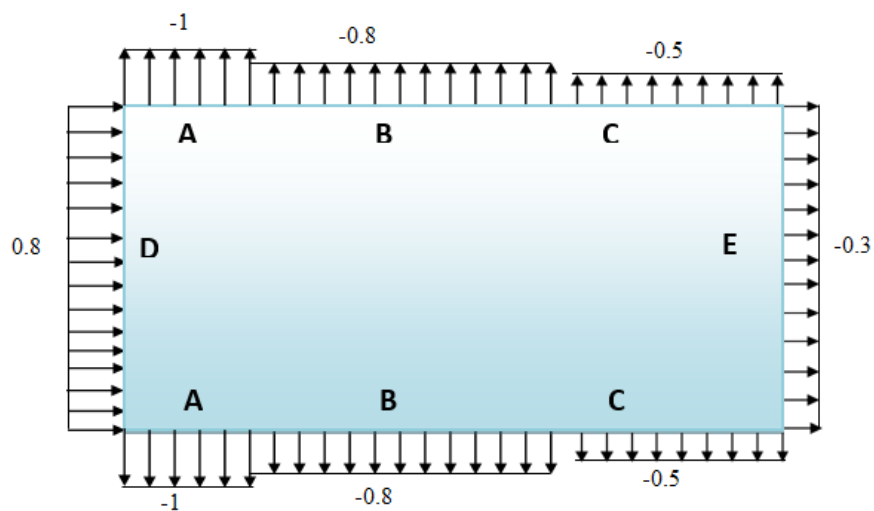


Figure V. 3: Légende pour les parois verticales

Tableau V. 3: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

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



[5]

Figure V. 4: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales

V.2.5.2 Pour la toiture

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

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

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) les différentes zones de pression F, G, H et I

Sont Représentées sur la figure ci-dessous :

$$e = \min [b ; 2h] = \min [17.70 ; 79.4] \longrightarrow e = 17.70$$

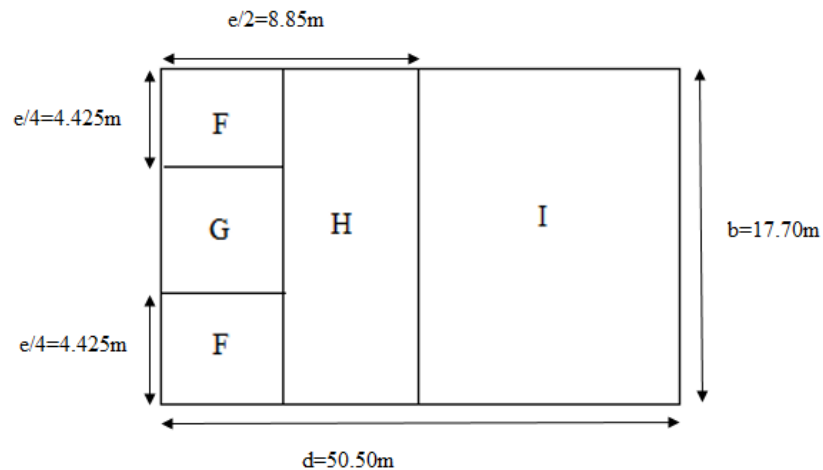


Figure V. 5: Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/39.7 = 0,015$

Donc on néglige l'acrotère.

D'où Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau V. 4: Valeurs de C_{pe} de la toiture.

| F | G | H | I |
|------------|------------|------------|------------|
| C_{pe10} | C_{pe10} | C_{pe10} | C_{pe10} |
| -1.8 | -1.2 | -0.7 | 0.2 |

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces des toutes les ouvertures}} \quad [5]$$

Note : à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

Démontions de la porte 1 : (1.9m ; 2.4m) S= 4.56 m²

Démontions de fenêtre 2 : (2.15m ; 2.55 m) S= 5.48 m²

Démontions de la porte 2 : (2m ; 2.55 m) S= 5.1m²

On a dans la direction V1 : pas des ouvertures donc $\mu_p = 1$

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$$\frac{h}{d} = \frac{39.7}{50.50} = 0.79 < 1$$

D'après la figure 5.14 de RNV2013 $C_{pi} = -0.5$

Les résultants de q_j sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V. 5: Les valeurs des pressions q_j sur RDC et 1^{ère} et 2^{ème} étage (V1).

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| RDC+1+2 | A | 0.93 | 43.84 | -1 | -0.5 | -20.386 |
| RDC+1+2 | B | 0.93 | 43.84 | -0.8 | -0.5 | -12.231 |
| RDC+1+2 | C | 0.93 | 43.84 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| RDC+1+2 | D | 0.93 | 43.84 | 0.8 | -0.5 | 53.002 |
| RDC+1+2 | E | 0.93 | 43.84 | -0.3 | -0.5 | 8.154 |

Tableau V. 6: Les valeurs des pressions q_j sur 3^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 3 | A | 0.93 | 47.74 | -1 | -0.5 | -22.199 |
| Etage 3 | B | 0.93 | 47.74 | -0.8 | -0.5 | -13.319 |
| Etage 3 | C | 0.93 | 47.74 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 3 | D | 0.93 | 47.74 | 0.8 | -0.5 | 57.717 |
| Etage 3 | E | 0.93 | 47.74 | -0.3 | -0.5 | 8.879 |

Tableau V. 7: Les valeurs des pressions q_j sur 4^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 4 | A | 0.93 | 55.09 | -1 | -0.5 | -25.617 |
| Etage 4 | B | 0.93 | 55.09 | -0.8 | -0.5 | -15.370 |
| Etage 4 | C | 0.93 | 55.09 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 4 | D | 0.93 | 55.09 | 0.8 | -0.5 | 66.603 |
| Etage 4 | E | 0.93 | 55.09 | -0.3 | -0.5 | 10.246 |

Tableau V. 8: Les valeurs des pressions q_j sur 5^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 5 | A | 0.93 | 61.05 | -1 | -0.5 | -28.388 |
| Etage 5 | B | 0.93 | 61.05 | -0.8 | -0.5 | -17.033 |
| Etage 5 | C | 0.93 | 61.05 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 5 | D | 0.93 | 61.05 | 0.8 | -0.5 | 73.809 |
| Etage 5 | E | 0.93 | 61.05 | -0.3 | -0.5 | 11.355 |

Tableau V. 9: Les valeurs des pressions q_j sur 6^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 6 | A | 0.93 | 65.96 | -1 | -0.5 | -30.671 |
| Etage 6 | B | 0.93 | 65.96 | -0.8 | -0.5 | -18.403 |
| Etage 6 | C | 0.93 | 65.96 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 6 | D | 0.93 | 65.96 | 0.8 | -0.5 | 79.756 |
| Etage 6 | E | 0.93 | 65.96 | -0.3 | -0.5 | 12.268 |

Tableau V. 10: Les valeurs des pressions q_j sur 7^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 7 | A | 0.93 | 70.5 | -1 | -0.5 | -32.783 |
| Etage 7 | B | 0.93 | 70.5 | -0.8 | -0.5 | -19.669 |
| Etage 7 | C | 0.93 | 70.5 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 7 | D | 0.93 | 70.5 | 0.8 | -0.5 | 85.235 |
| Etage 7 | E | 0.93 | 70.5 | -0.3 | -0.5 | 13.113 |

Tableau V. 11: Les valeurs des pressions q_j sur 8^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 8 | A | 0.93 | 73.84 | -1 | -0.5 | -34.335 |
| Etage 8 | B | 0.93 | 73.84 | -0.8 | -0.5 | -20.601 |
| Etage 8 | C | 0.93 | 73.84 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 8 | D | 0.93 | 73.84 | 0.8 | -0.5 | 89.273 |
| Etage 8 | E | 0.93 | 73.84 | -0.3 | -0.5 | 13.734 |

Tableau V. 12: Les valeurs des pressions q_j sur 9^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 9 | A | 0.93 | 77.4 | -1 | -0.5 | -35.991 |
| Etage 9 | B | 0.93 | 77.4 | -0.8 | -0.5 | -21.595 |
| Etage 9 | C | 0.93 | 77.4 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 9 | D | 0.93 | 77.4 | 0.8 | -0.5 | 93.577 |
| Etage 9 | E | 0.93 | 77.4 | -0.3 | -0.5 | 14.396 |

V.2.5.3 Action d'ensemble

A) Calcul des F_w à l'aide des coefficients de forces :

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

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_i) \times A_{ref} \text{ [N]} \quad [5]$$

C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

A_{ref} : Surface élémentaire.

B) Calcul du coefficient de force

$$C_f = C_{f.0} \times \psi \lambda \quad [5]$$

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

$\psi \lambda$: Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement Effectif λ_e .

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times h/b ; 70) \quad [5]$$

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times \frac{39.7}{17.70} = 2.15 ; 70) \longrightarrow \lambda_e = 70$$

$$d/b = 50.50/17.70 = 2.85$$

Interpolation pour la valeur de $C_{f.0}$. [5]

$$\left[\begin{array}{l} 1 \longrightarrow 2.15 \\ 2.85 \longrightarrow C_{f,o} \\ 10 \longrightarrow 0.9 \end{array} \right. \longrightarrow \frac{2.85-1}{C_{f,o}-2.15} = \frac{10-1}{0.9-2.15} \longrightarrow C_{f,o} = 1.90$$

Pour $\varphi = 1$ (pour construction fermé) et $\lambda_e = 70$ [5]

$$\psi\lambda = 0.91 \quad [5]$$

$$C_{f1} = 1.91 \times 0.90 = 1.719$$

Calcul de la surface élémentaire $A_{\text{réf}}$:

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

➤ Direction V1 :

Tableau V. 13: la force exercée par le vent F_w sur V1.

| Niveau | H (m) | L (m) | C_d | C_f | q (dN/m ²) | A_{ref} (m ²) | F_w (dN) |
|----------|-------|-------|-------|-------|------------------------|------------------------------------|------------|
| Terrasse | 39.7 | 50.50 | 0.93 | 1.719 | 77.4 | 2004.85 | 248074.24 |

C) Calcul des forces à l'aide des pressions de surface [5]

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces.

$F_{w,i}$ et F_{fr} donnée par :

$$\text{Force extérieure : } F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{\text{ref}}$$

$$\text{Force intérieure : } F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{\text{ref}}$$

$$\text{Force de frottement : } F_{fr} = C_{fr} \times q_{p(z_e)} \times A_{fr}$$

W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de d'hauteur Z_e donnée par :

$$W_e = q_{p(z_e)} \times C_{pe}$$

W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire d'hauteur Z_e donnée par :

$$W_i = q_{p(z_i)} \times C_{pi}$$

A_{fr} : Aire de la surface extérieure parallèle au vent

$Z_e; Z_i$: Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures

C_{fr} : Coefficient de frottement [5]

➤ Calcul de Forces de pression extérieure :

Tableau V. 14: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1).

| Zone | Q (dN/m ²) | C _d | C _{pe} | W _e | A _{ref} (m ²) | F _w (dN) |
|------|------------------------|----------------|-----------------|---------------------------|------------------------------------|---------------------|
| A | 77.4 | 0.93 | -1 | -77.4 | 2004.85 | -259763.603 |
| B | 77.4 | 0.93 | -0.8 | -61.92 | 2004.85 | -259763.603 |
| C | 77.4 | 0.93 | -0.5 | -38.7 | 2004.85 | -259763.603 |
| D | 77.4 | 0.93 | 0.8 | 61.92 | 2004.85 | -259763.603 |
| E | 77.4 | 0.93 | -0.3 | -23.22 | 2004.85 | -259763.603 |
| | | | | ∑W _e = -139.32 | | |

Tableau V. 15: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1) « Toiture ».

| Zone | Q (dN/m ²) | C _d | C _{pe} | W _e | A _{ref} (m ²) | F _w (dN) |
|------|------------------------|----------------|-----------------|---------------------------|------------------------------------|---------------------|
| F | 77.4 | 0.93 | -1.8 | -139.32 | 2004.85 | -533958.517 |
| G | 77.4 | 0.93 | -1.2 | -92.88 | 2004.85 | -533958.517 |
| H | 77.4 | 0.93 | -0.7 | -54.18 | 2004.85 | -533958.517 |
| I | 77.4 | 0.93 | -0.2 | -15.48 | 2004.85 | -533958.517 |
| | | | 0.2 | 15.48 | | -533958.517 |
| | | | | ∑W _e = -286.38 | | |

➤ Calcul de Forces de pression intérieur :

Tableau V. 16: Valeurs des Forces de pressions intérieur(V1).

| Niveau | Q _p (N/m ²) | C _{pi} | W _{il} (dN) | A _{ref} (m ²) | F _{wil} (N) |
|----------|------------------------------------|-----------------|-------------------------|------------------------------------|----------------------|
| Terrasse | 77.4 | -0.5 | -38.7 | 2004.85 | 592031.115 |
| | | | ∑nW _{il} = 747 | | |

D) Calcul des forces de frottement F_{fr}

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

- Calcul de (A_{fr}) :

➤ Direction V1 :

$$A_{fr} = d \times h_i \text{ Paroi vertical}$$

$$A_{fr} = 50.50 \times 39.7 = 2004.85 \text{ m}^2$$

Tableau V. 17: Valeurs des forces de frottement direction V1 et V2.

| Niveau | C_{fr} | $Q_p(\text{dN/m}^2)$ | $A_{ref}(\text{m}^2)$ | $F_{fr}(\text{dN})$ |
|----------|----------|----------------------|-----------------------|---------------------|
| Terrasse | 0.01 | 77.4 | 2004.85 | 1551.75 |

$$(50.50 \times 39.7) \times 2 \times 4 = 16038.8 \text{ m}^2$$

$$(17.70 \times 39.7) \times 2 = 1405.38 \text{ m}^2 \leq 16038.8 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est négligeable dans la direction V2

On va compares ces résultats avec les résultats de force sismique pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique.

V.2.6 La direction du vent V2 :

V.2.6.1 Pour les parois verticales :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \min [b ; 2h] \\ b = 50.50\text{m} \\ d = 17.70 \text{ m} \\ h = 39.7 \text{ m} \\ C_d = 0.6 \end{array} \right.$$

Alors :

$$e = \min [50.50 ; 79.4] \longrightarrow e = 50.50$$

$$e > d$$

Donc la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

Vue en plan :

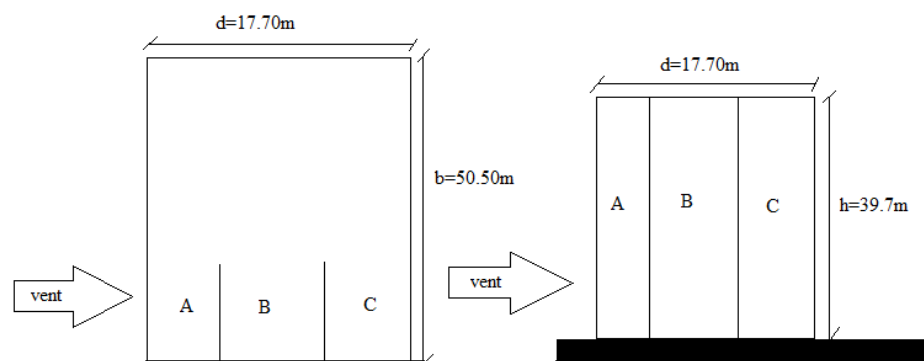
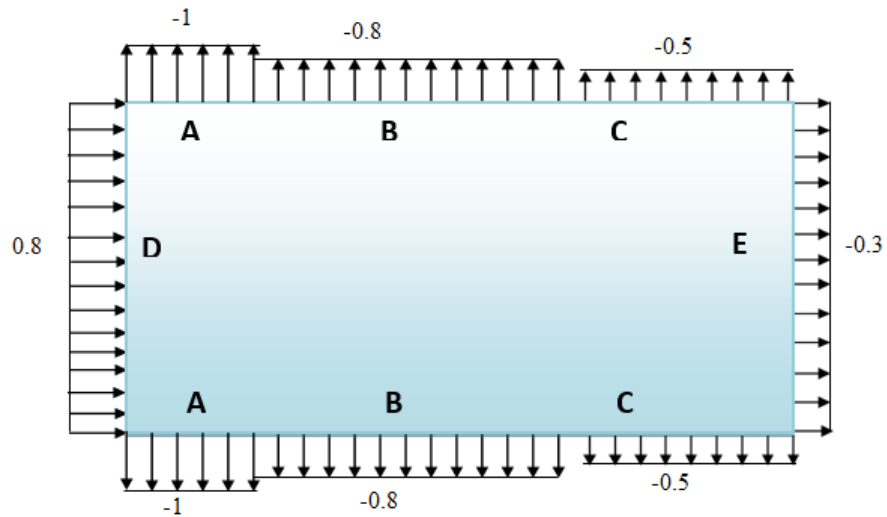


Figure V. 6: Légende pour les parois verticales

Tableau V. 18: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

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



[5]

Figure V. 7: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

V.2.6.2 Pour la toiture

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

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

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

$$e = \min [b ; 2h] = \min [50.50 ; 79.4] \longrightarrow e = 50.50$$

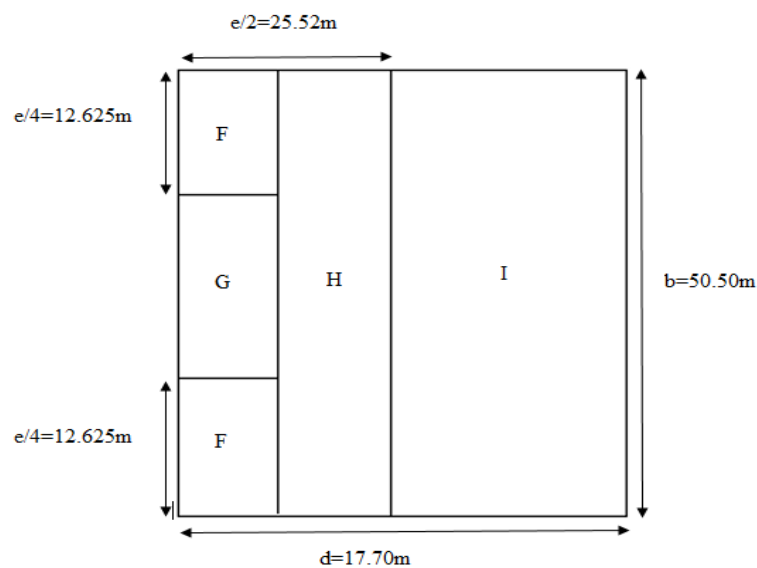


Figure V. 8: Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/39,7 = 0,015$

Donc on néglige l'acrotère.

D'où Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau V. 19: Valeurs de C_{pe} de la toiture.

| F | G | H | I |
|------------|------------|------------|------------|
| C_{pe10} | C_{pe10} | C_{pe10} | C_{pe10} |
| -1.8 | -1.2 | -0.7 | 0.2 |

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Coefficient de pression intérieure C_{pi} .

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouverture ssous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces des toutes les ouvertures}}$$

Note : à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

Dimension de la porte 1 : (1.9m ; 2.4m) $S = 4.56 \text{ m}^2$

Dimension de la porte 2 : (2m ; 2.55m) $S = 5.1 \text{ m}^2$

On a dans la direction V2 : (2 porte 1 + porte 2) $S = S_T = 14.22 \text{ m}^2$

$$\mu_p = 1$$

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$$\frac{h}{d} = \frac{39,7}{17,70} = 2,24 > 1 \text{ et } \mu_p = 1$$

D'après la figure 5.14 de RNV2013 $C_{pi} = -0.5$

Les résultants de q_j sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V. 20: Les valeurs des pressions q_j sur RDC et 1^{ère} et 2^{ème} étage (V2).

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 3 | A | 0.6 | 43.84 | -1 | -0.5 | -13.152 |
| Etage 3 | B | 0.6 | 43.84 | -0.8 | -0.5 | -7.891 |
| Etage 3 | C | 0.6 | 43.84 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 3 | D | 0.6 | 43.84 | 0.8 | -0.5 | 34.195 |
| Etage 3 | E | 0.6 | 43.84 | -0.3 | -0.5 | 5.261 |

Tableau V. 21: Les valeurs des pressions q_j sur 3^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 3 | A | 0.6 | 47.74 | -1 | -0.5 | -14.322 |
| Etage 3 | B | 0.6 | 47.74 | -0.8 | -0.5 | -8.593 |
| Etage 3 | C | 0.6 | 47.74 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 3 | D | 0.6 | 47.74 | 0.8 | -0.5 | 37.237 |
| Etage 3 | E | 0.6 | 47.74 | -0.3 | -0.5 | 5.728 |

Tableau V. 22: Les valeurs des pressions q_j sur 4^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 4 | A | 0.6 | 55.09 | -1 | -0.5 | -16.527 |
| Etage 4 | B | 0.6 | 55.09 | -0.8 | -0.5 | -9.916 |
| Etage 4 | C | 0.6 | 55.09 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 4 | D | 0.6 | 55.09 | 0.8 | -0.5 | 42.970 |
| Etage 4 | E | 0.6 | 55.09 | -0.3 | -0.5 | 6.611 |

Tableau V. 23: Les valeurs des pressions q_j sur 5^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 5 | A | 0.6 | 61.05 | -1 | -0.5 | -18.315 |
| Etage 5 | B | 0.6 | 61.05 | -0.8 | -0.5 | -10.989 |
| Etage 5 | C | 0.6 | 61.05 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 5 | D | 0.6 | 61.05 | 0.8 | -0.5 | 47.619 |
| Etage 5 | E | 0.6 | 61.05 | -0.3 | -0.5 | 7.326 |

Tableau V. 24: Les valeurs des pressions q_j sur 6^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 6 | A | 0.6 | 65.96 | -1 | -0.5 | -19.788 |
| Etage 6 | B | 0.6 | 65.96 | -0.8 | -0.5 | -11.873 |
| Etage 6 | C | 0.6 | 65.96 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 6 | D | 0.6 | 65.96 | 0.8 | -0.5 | 51.449 |
| Etage 6 | E | 0.6 | 65.96 | -0.3 | -0.5 | 7.915 |

Tableau V. 25: Les valeurs des pressions q_j sur 7^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 7 | A | 0.6 | 70.5 | -1 | -0.5 | -21.15 |
| Etage 7 | B | 0.6 | 70.5 | -0.8 | -0.5 | -12.69 |
| Etage 7 | C | 0.6 | 70.5 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 7 | D | 0.6 | 70.5 | 0.8 | -0.5 | 54.99 |
| Etage 7 | E | 0.6 | 70.5 | -0.3 | -0.5 | 8.46 |

Tableau V. 26: Les valeurs des pressions q_j sur 8^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 8 | A | 0.6 | 73.84 | -1 | -0.5 | -22.152 |
| Etage 8 | B | 0.6 | 73.84 | -0.8 | -0.5 | -13.291 |
| Etage 8 | C | 0.6 | 73.84 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 8 | D | 0.6 | 73.84 | 0.8 | -0.5 | 57.959 |
| Etage 8 | E | 0.6 | 73.84 | -0.3 | -0.5 | 8.861 |

Tableau V. 27: Les valeurs des pressions q_j sur 9^{ème} étage.

| Niveau | Zone | C_d | q (dN/m ²) | C_{pe} | C_{pi1} | q_{j1} (dN/m ²) |
|---------|------|-------|--------------------------|----------|-----------|-------------------------------|
| Etage 9 | A | 0.6 | 77.4 | -1 | -0.5 | -23.22 |
| Etage 9 | B | 0.6 | 77.4 | -0.8 | -0.5 | -13.932 |
| Etage 9 | C | 0.6 | 77.4 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| Etage 9 | D | 0.6 | 77.4 | 0.8 | -0.5 | 60.372 |
| Etage 9 | E | 0.6 | 77.4 | -0.3 | -0.5 | 9.288 |

V.2.6.3 Action d'ensemble

A) Calcul des F_w à l'aide des coefficients de forces :

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

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

C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

A_{ref} : Surface élémentaire.

B) Calcul du coefficient de force :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi\lambda \text{ (§4.1 RNV2013)}$$

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

$\psi\lambda$: Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement Effectif λ_e .

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times h/b ; 70)$$

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times \frac{39,7}{50,50} = 0,79 ; 70) \longrightarrow \lambda_e = 70$$

$$d/b = 17,70/50,50 = 0,35$$

interpolation pour la valeur de $C_{f,0}$. (Figure 4.4 § RNV2013)

$$\left[\begin{array}{l} 0,1 \longrightarrow 2 \\ 0,35 \longrightarrow C_{f,0} \\ 0,4 \longrightarrow 2,2 \end{array} \right. \longrightarrow \frac{0,35-0,1}{C_{f,0}-2} = \frac{0,4-0,1}{2,2-2} \longrightarrow C_{f,0} = 2,16$$

Pour $\varphi = 1$ (pour construction fermé) et $\lambda_e = 70$

$$\psi\lambda = 0,91$$

$$C_{f1} = 2,16 \times 0,91 = 1,97$$

Calcul de la surface élémentaire $A_{\text{réf}}$:

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

➤ Direction V2 :

Tableau V. 28: la force exercée par le vent F_w sur V2.

| Niveau | H (m) | L (m) | C_d | C_f | q (dN/m ²) | A_{ref} (m ²) | F_w (dN) |
|----------|-------|-------|-------|-------|------------------------|------------------------------------|------------|
| Terrasse | 39.7 | 17.70 | 0.6 | 1.97 | 77.4 | 702.69 | 64286.86 |

C) Calcul des forces à l'aide des pressions de surface :

➤ Calcul de Forces de pression extérieure :

Tableau V. 29: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2).

| Zone | Q (dN/m ²) | C_d | C_{pe} | W_e | A_{ref} (m ²) | F_w (dN) |
|------|------------------------|-------|----------|---------------------|------------------------------------|------------|
| A | 77.4 | 0.6 | -1 | -77.4 | 733.66 | -61328.15 |
| B | 77.4 | 0.6 | -0.8 | -61.92 | 733.66 | -61328.15 |
| C | 77.4 | 0.6 | -0.5 | -38.7 | 733.66 | -61328.15 |
| D | 77.4 | 0.6 | 0.8 | 61.92 | 733.66 | -61328.15 |
| E | 77.4 | 0.6 | -0.3 | -23.22 | 733.66 | -61328.15 |
| | | | | $\sum W_e = -39.32$ | | |

Tableau V. 30: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2) « Toiture ».

| Zone | Q (dN/m ²) | C _d | C _{pe} | W _e | A _{ref} (m ²) | F _w (dN) |
|------|------------------------|----------------|-----------------|---------------------------|------------------------------------|---------------------|
| F | 77.4 | 0.6 | -1.8 | -139.32 | 733.66 | -126063.33 |
| G | 77.4 | 0.6 | -1.2 | -92.88 | 733.66 | -126063.33 |
| H | 77.4 | 0.6 | -0.7 | -54.18 | 733.66 | -126063.33 |
| I | 77.4 | 0.6 | -0.2 | -15.48 | 733.66 | -126063.33 |
| | | | 0.2 | 15.48 | | -126063.33 |
| | | | | ∑W _e = -286.38 | | |

➤ Calcul de Forces de pression intérieur :

Tableau V. 31: Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2).

| Niveau | Q _p (N/m ²) | C _{pi} | W _{il} (dN) | A _{ref} (m ²) | F _{wil} (N) |
|----------|------------------------------------|-----------------|-------------------------|------------------------------------|----------------------|
| Terrasse | 77.4 | -0.5 | -38.7 | 733.66 | 592031.115 |
| | | | ∑nW _{il} = 387 | | |

D) Calcul des forces de frottement F_{fr} :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

- Calcul de (A_{fr}) :

➤ Direction V2 :

$$A_{fr} = d \times h_i \text{ Paroi vertical}$$

$$A_{fr} = 17.70 \times 39.7 = 702.69 \text{ m}^2$$

Tableau V. 32: Valeurs des forces de frottement direction V1 et V2.

| Niveau | C _{fr} | Q _p (dN/m ²) | A _{ref} (m ²) | F _{fr} (dN) |
|----------|-----------------|-------------------------------------|------------------------------------|----------------------|
| Terrasse | 0.01 | 77.4 | 702.69 | 543.88 |

$$(17.70 \times 39.7) \times 2 \times 4 = 5869.248 \text{ m}^2$$

$$(50.50 \times 39.7) \times 2 = 4009.7 \text{ m}^2 \leq 6340.36 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est négligeable dans la direction V2.

V.3 Effet de température

V.3.1 Charge de température [6]

Puis que on a 50.50m de longueur donc soi on met un joint soit on charge les poutres qui est dans la plus longue distance.

Dans notre cas en charge les poutres principales :

- 1) Longueur de la poutre principale : $L = 10.10\text{m}$.
- 2) La différence de la température entre jour et nuit : $\Delta t = 20^\circ$. [4]

III.1 Les solives

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

On opte pour une distance de $L = 1.3\text{m}$.

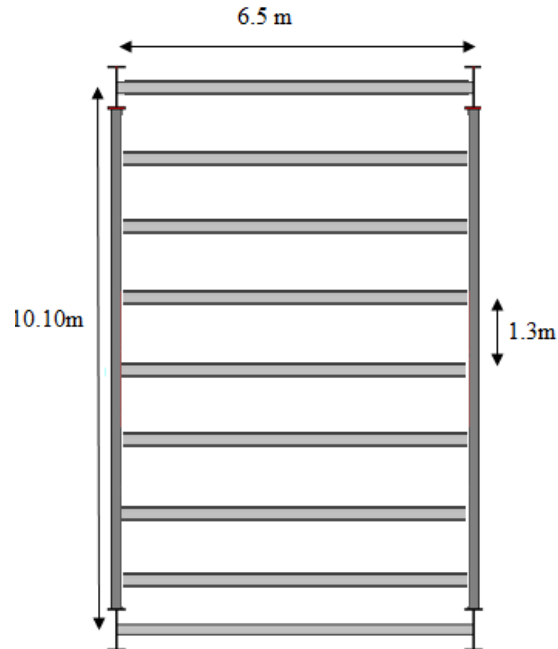


Figure III. 1: Répartition du plancher sur les solives

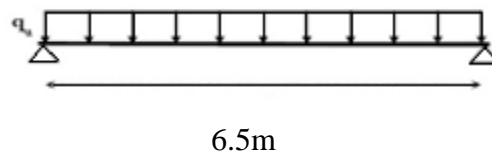


Figure III. 2: Schéma statique de la solive la plus sollicitée

$$L = 6.5\text{m}$$

$$L (\text{solive}) = 6.5\text{m}$$

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

$$0,26 \leq h \leq 0,43$$

On a procédé par tâtonnement en commençant par un IPE 180 jusqu'à un IPE 200.

Tableau III. 1: Caractéristiques du profilé IPE200.

| Désignation | poids | section | dimensions | | | | |
|-------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|---------------------|---------------------|
| IPE200 | G (Kg/m) | A (cm ²) | H (mm) | B (mm) | t _w (m) | t _f (mm) | r (mm) |
| | 22.4 | 28.4 | 200 | 100 | 5.6 | 8.5 | 12 |
| | Caractéristiques | | | | | | |
| | I _y (cm ⁴) | I _y (cm ⁴) | W _{pl-y} (cm ³) | W _{el-y} (cm ³) | A _{vz} (cm ²) | i _y (cm) | i _z (cm) |
| | 1943 | 142.4 | 220.6 | 194.3 | 14 | 8.26 | 2.24 |

III.1.1 Phase de construction [10]

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

Le poids propre de profilé (IPE 200)g_p= 0.224 kN/ml

Poids propre du béton fraisG_b=3.75kN/m²

Poids propre du Bacs d'acierg_{bc}=0.15 kN/m²

Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c=0.75 kN/m²

III.1.1.1 Combinaison des charges

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.224 + (3.75 + 0.15) \times 1,3) + 1.5 \times (0.75 \times 1,3)$$

$$q_u = 8.61 \text{ kN/ml}$$

- ELS:

$$q_{ser} = G+Q$$

$$q_{ser} = 0.224 + (3.75 + 0.15) \times 1,3 + (0.75 \times 1,3)$$

$$q_{ser} = 6.27 \text{ kN/ml}$$

III.1.1.2 Vérification de la résistance à la flexion [4]

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M^{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{8.61 \times 3,25^2}{8} = 11.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{220,6 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1} = 71.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 11.37 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 71.19 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$r = \frac{11.37}{71.19} = 15.97\%$$

III.1.1.3 Vérification de l'effort tranchant [4]

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$A_V = 1400 \text{ mm}^2$ (D'après le tableau des profilés)

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_V}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} = \frac{355 \times 1400 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 260,86 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{8,61 \times 3,25}{2} = 13,99 \text{ kN} \quad (\text{Avec un étaielement})$$

$V_{sd} = 13,99 \text{ kN} < V_{plrd} = 260,86 \text{ kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

$$r = \frac{13,99}{260,86} = 5,36\%$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} \longrightarrow 13,99 \text{ kN} < 130,43 \text{ kN}$$

Il n'ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. [4]

III.1.1.4 Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que :

$$f^{max} \leq f^{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f^{max} = \frac{5 q_{ser} l^4}{384 E I}$$

$$f^{max} = \frac{5 \times 6,27 \times (3250)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 2,23 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{3250}{250} = 13 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.1.2 Phase finale [3]

Poids propre du profilé (IPE200)..... $g_p = 0,224 \text{ kN/m}$

Charge permanente $G_{terr} = 5,88 \text{ kN/m}^2$

Charge de neige $S = 0,135 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q_{terr} = 1 \text{ kN/m}^2$

III.1.2.1 Combinaison des charges

- ELU :

$$q_u = 1,35 G_{terr} + 1,35 \times (Q_{terr} + S) = 1,35 \times (0,224 + (5,88) \times 1,3) + 1,35 \times ((1 + 0,135) \times 1,3)$$

$$q_u = 12,03 \text{ kN/ml}$$

- ELS:

$$q_{ser} = G_{terr} + (Q_{terr} + S) = 0,224 + (5,88) \times 1,3 + (1 + 0,135) \times 1,3$$

$$q_{ser} = 9,34 \text{ kN/ml}$$

III.1.2.2 Largeur de la dalle largeur effective

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L}{8} = 1,62m \\ 1,3m \end{array} \right. \Rightarrow b_{eff} = 1,3m$$

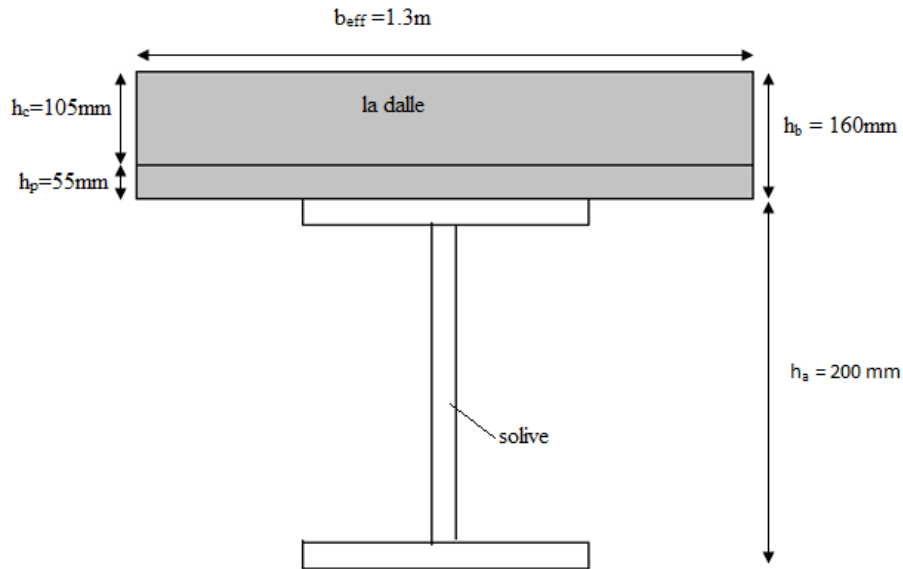


Figure III. 3: largeur participante de la dalle

III.1.2.3 Position de l'axe neutre plastique [3]

$$R_{\text{Béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0.57 \times 25 \times 1300 \times 105 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1945.13 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a = (0.95 \times 355 \times 2848) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 960.46 \text{ kN}$$

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

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

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

III.1.2.4 Vérification de la résistance à la flexion [4]

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd}^{\max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{12.03 \times 6.5^2}{8} = 63.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 960.46 \times 10^{-3} \left[\frac{200}{2} + 105 + 55 - \left(\frac{960.46}{1945.13} \times \frac{105}{2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 224.82 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 63.53 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 224.82 \text{ kN.m} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

$$r = \frac{63.53}{224.82} = 28.26\%$$

III.1.2.5 Vérification de l'effort tranchant [4]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$A_v = 1400 \text{ mm}^2$ (D'après le tableau des profilés)

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{355 \times 1400 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 260.8$$

$$V_{sd} = \frac{12.03 \times 6,5}{2} = 39.10 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 39.10 \text{ kN.m} < V_{plrd} = 260.86 \text{ kN.m} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

$$r = \frac{39.10}{260.86} = 14.99\%$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \longrightarrow 39.10 \text{ kN} < 130.43 \text{ kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. [4]

III.1.2.6 Vérification de la rigidité [4]

Il faut vérifier que :

$$f^{max} \leq f^{adm} = \frac{L}{250}$$

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

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

$$v = \frac{A_a}{b_{eff} \times H_c} = \frac{2848}{1300 \times 105} = 0,02$$

$$I_c = \frac{2848(105 + 2 \times 55 + 200)^2}{4(1 + 15 \times 0,02)} + \frac{1300 \times 105^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4$$

$$I_c = 12211.69 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f^{max} = \frac{5 q_{ser} l^4}{384 E I}$$

$$f^{max} = \frac{5 \times 9.34 \times (6500)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 12211.69 \times 10^4} = 8.47 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{6500}{250} = 26 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 2.23 + 8.47 = 10.70 \text{ mm}$$

$f^{max} < f^{adm} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

Remarque

On garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour tout la structure.

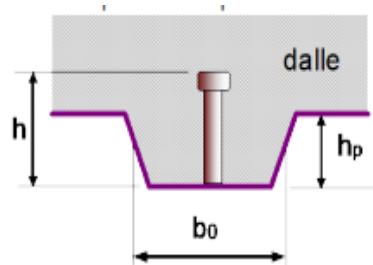
III.1.3 Calcul des connecteurs

Figure III. 4: Goujon soudé avec la dalle mixte

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

Diamètre : $d = 22 \text{ mm}$

III.1.3.1 Détermination de P_{rd} (Résistance au cisaillement) [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,29\alpha \times d^2 \times \sqrt{\frac{f_{ck} \times E_c}{\gamma_v}} \text{ Écrasement du béton contre le goujon} \\ 0,8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma_v} \text{ Cisaillement du goujon} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29\alpha \times d^2 \times \sqrt{\frac{f_{ck} \times E_c}{\gamma_v}} \\ 0,8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{Si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ \alpha = 1 & \text{Si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton (25 MPa).

E_c = Module de Young de béton (30,5 kN /mm²).

F_u = Résistance caractéristique des connecteurs (450 MPa).

$\gamma_v=1,25$

$$\frac{h}{d} = \frac{95}{22} = 4,32 > 4 \quad \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 98,05 \text{ kN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 22^2}{4 \times 1,25} = 109,48 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 98,05 \text{ kN}$$

$$R_L = \inf(R_a ; R_b)$$

$$R_L = \inf(960.46 \text{ kN} ; 1945.13 \text{ kN})$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \quad [2]$$

$N_r = 1$ Pour coefficient de réduction veut de 0,75.

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82 < 1$$

$$P_{rd} = 0,82 \times 98,05 = 80,40 \text{ kN}$$

$$N_{\text{connecteur}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{960.46}{80,40} = 11.95 \approx 12 \text{ connecteurs}$$

III.1.3.2 L'espace minimal

$$E_{\min} > 5 \times d \rightarrow 5 \times 22 = 110 \text{ mm}$$

$$E_{\max} > 6 \times h_{sc} \rightarrow 5 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{N_{\text{connecteurs}} - 1} = \frac{6500}{24 - 1} = 282.61 \text{ mm}$$

$$E_{\min} \leq 282.61 \leq E_{\max}$$

On prend espacement de 300 mm

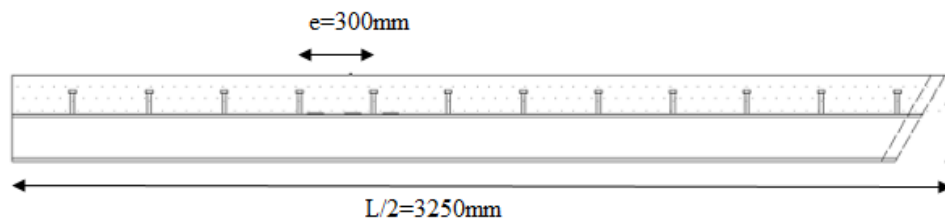


Figure III. 5: Nombre de connecteur par demi-porté

III.2 Les poutres porteuses

Elles sont constituées généralement en profils IPE, HEA ou HEB.

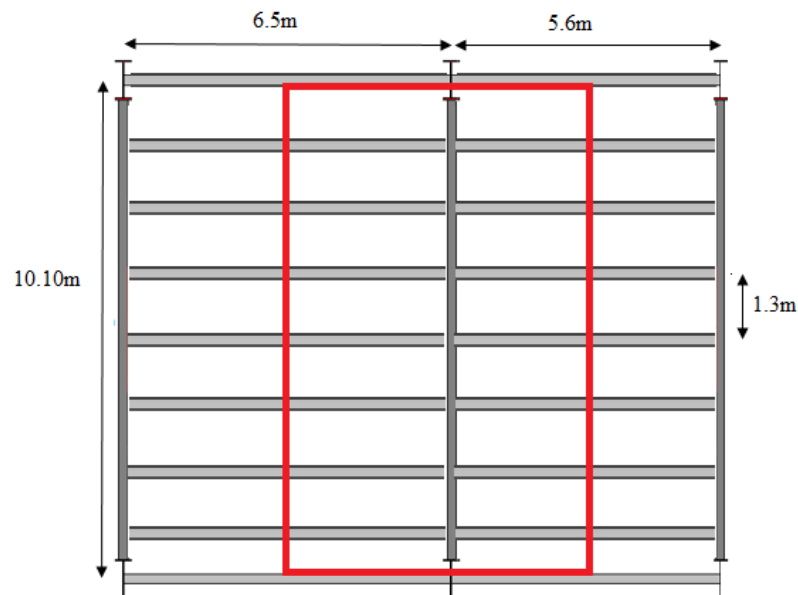


Figure III. 6: Repartions du plancher sur la poutre principale

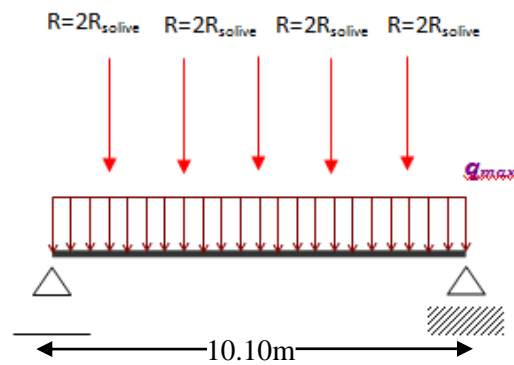


Figure III. 7: Schéma statique de la poutre principale

On a : $\frac{1}{25} \leq h_a \leq \frac{1}{15}$ avec l : la portée de la poutre.

$$\frac{1010}{25} \leq h_a \leq \frac{1010}{15}$$

$$404 \leq h_a \leq 673.34\text{mm}$$

On opte IPE450.

Tableau III. 2: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE450.

| Désignation | poids | section | dimensions | | | | |
|-------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|---------------------|---------------------|
| IPE450 | G (Kg/m) | A(cm ²) | H(mm) | b(mm) | t _w (m) | t _f (mm) | r (mm) |
| | 77.6 | 98.82 | 450 | 190 | 9.4 | 14.6 | 21 |
| | Caractéristiques | | | | | | |
| | I _y (cm ⁴) | I _y (cm ⁴) | W _{pl-y} (cm ³) | W _{el-y} (cm ³) | A _{vz} (cm ²) | i _y (cm) | i _z (cm) |
| | 33740 | 1676 | 1702 | 1500 | 50.85 | 18.48 | 4.12 |

III.2.1 Phase de construction [3]

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

Le poids propre de profilé (IPE 450)g_p=0.776 KN/ml
 Poids propre du béton fraisG_b=3.75 KN/m²
 Poids propre du Bacs d'acierg_{bc}=0.15 KN/m²
 Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c=0.75 KN/m²

III.2.1.1 Calcul des réactions des solives

ELU :

$$q_u = 10,24 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{u_{solive}} \times L_{solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{3.25 \times 8.61}{2} \times 2 = 26.05 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = 7,42 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{u_{solive}} \times L_{solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{3.25 \times 6.27}{2} \times 2 = 18.97 \text{ kN}$$

III.2.1.2 Combinaison des charges

• ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.776 + (3.75 + 0.15) \times 0,19) + 1.5 \times (0.75 \times 0,19)$$

$$q_u = 2,26 \text{ kN/ml}$$

• ELS:

$$q_{ser} = G+Q = 0.776 + (3.75 + 0.15) \times 0,19 + (0.75 \times 0,19)$$

$$q_{ser} = 1,65 \text{ kN/ml}$$

III.2.1.3 Vérification de la flexion [4]

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3p \times l}{5} = \frac{2,26 \times 10 \times 10^2}{8} + \frac{3 \times 26.05 \times 10 \times 10}{5} = 186.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1702 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1} = 549.28 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 186.68 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 549.28 \text{ kN.m} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

$$r = \frac{186.68}{549.28} = 33.99\%$$

III.2.1.4 Vérification de l'effort tranchant [4]

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + (2 \times p)$$

$$V_{sd} = \frac{2.26 \times 10.10}{2} + (2 \times 26.05) = 63.51 \text{ kN}$$

$$A_v = 5085 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{355 \times 5085 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 947.47 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 63.51 \text{ kN} < V_{plrd} = 947.47 \text{ kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

$$r = \frac{63.51}{947.47} = 6.52\%$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \longrightarrow 63.51 \text{ kN} < 473.74 \text{ kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. [4]

III.2.1.5 Vérification de la rigidité [4]

Il faut vérifiée que :

$$f_{\max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1010}{250} = 40.4 \text{ mm}$$

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

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,65 \times (1010)^4}{384 \times 2.1 \times 33740 \times 10^9} = 3.16 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{63PL^3}{1000EI} = \frac{63 \times 18.97 \times (1010)^3}{384 \times 2.1 \times 33740 \times 10^9} = 4.52 \times 10^{-5} \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 3.16 \times 10^{-4} + 4.52 \times 10^{-5} = 3.61 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

$3.61 \times 10^{-4} \text{ mm} < f_{adm} = 40.4 \text{ mm} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

III.2.2 Phase finale [3]

Poids propre du profilé (IPE550)..... $g_p = 0.776 \text{ kN/m}$

Charge permanente $G_{terr} = 5.88 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q_{terr} = 1 \text{ kN/m}^2$

III.2.2.1 Calcul des réactions des solives

ELU :

$$q_u = 12.03 \text{ kN/ml}$$

$$R_X = \frac{qu_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

$$R_X = \frac{6,5 \times 12.03}{2} \times 2 = 78.20 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = 9.34 \text{ kN/ml}$$

$$R_X = \frac{qu_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

$$R_X = \frac{6,5 \times 9.34}{2} \times 2 = 60.71 \text{ kN}$$

III.2.2.2 Combinaison des charges

• ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times (0.776 + (5.88 \times 0,19)) + 1.5 \times (1 \times 0,19)$$

$$q_u = 2.84 \text{ kN/ml}$$

• ELS:

$$q_{ser} = G+Q = 0.776 + 5.88 \times 0,19 + (1 \times 0,19)$$

$$q_{ser} = 2,08 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.3 Largeur de la dalle largeur effective

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L}{8} = 2,53m \\ 1,3m \end{array} \right. \longrightarrow b_{eff} = 1,3m$$

III.2.2.4 Position de l'axe neutre plastique [3]

$$R_{\text{Béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0.57 \times 25 \times 1300 \times 105 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1945.13 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a = (0.95 \times 355 \times 2848) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 960.46 \text{ kN}$$

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

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 9.4 \times (450 - 2 \times 14.6)$$

$$A_w = 3955.52 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w = 0,95 \times 355 \times 3955.52 \times 10^{-3}$$

$$R_w = 1334 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} > R_w \longrightarrow$ L'axe neutre se trouve dans l'âme.

$$M_{plrd} = R_a + \frac{h_a}{2} + R_b \times \left(\frac{h_b}{2} + h_p \right) = 960.46 + \frac{0,45}{2} + 1945.13 \times \left(\frac{0,105}{2} + 0,055 \right)$$

$$M_{plrd} = 1169.79 \text{ kN.m}$$

III.2.2.5 Vérification de la flexion [4]

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{3p \times l}{5} = \frac{2.84 \times 10.10^2}{8} + \frac{3 \times 78.20 \times 10.10}{5} = 510.11 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 1169.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 510.11 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 1169.79 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.2.6 Vérification de l'effort tranchant [4]

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

$$V_{sd} = \frac{2.84 \times 10.10}{2} + 2 \times 78.20 = 170.74 \text{ kN}$$

$$A_v = 5085 \text{ mm}^2 \text{ (D'après le tableau des profilés)}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{355 \times 5085 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 947.47 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 170.74 \text{ kN} < V_{plrd} = 947.47 \text{ kN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$r = \frac{170.74}{947.47} = 18.02\%$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} \longrightarrow 170.74 \text{ kN} < 473.74 \text{ kN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. [4]

III.2.2.7 Vérification de la rigidité [4]

Il faut vérifiée que :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

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

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

$$v = \frac{A_a}{b_{\text{eff}} \times H_c} = \frac{9880}{1300 \times 105} = 0.07$$

$$I_c = \frac{9880 \times (105 + 2 \times 55 + 450)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.07)} + \frac{1300 \times 105^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4$$

$$I_c = 87023.36 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^2}{384 \times E \times I}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 2.08 \times (10100)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 87023.36 \times 10^4} = 1.54 \text{ mm}$$

$$f^p = \frac{36p \times l^3}{384E \times I_c} = \frac{36 \times 60.71 \times (10100)^3}{384 \times 2.1 \times 87023.36 \times 10^9} = 0,03 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{10100}{250} = 40.4 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 1.54 + 0,03 = 1,57 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.3 Calcul des connecteurs

$$\text{Type goujon : } \begin{cases} \text{Hauteur : } h = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre : } d = 22 \text{ mm} \end{cases}$$

III.2.3.1 Détermination de P_{rd} (Résistance au cisaillement) [2]

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0,29\alpha \times d^2 \times \sqrt{\frac{f_{ck} \times E_c}{\gamma_v}} \\ 0,8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma_v} \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{Si } 3 \leq h/d \leq 4 \\ \alpha = 1 & \text{Si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton (25 MPa).

E_c : Module de Young de béton (30,5 kN /mm²).

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs (450 MPa).

$$\gamma_v = 1,25$$

$$\frac{h}{d} = \frac{95}{22} = 4,32 > 4 \longrightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 98,05 \text{ kN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 22^2}{4 \times 1,25} = 109,48 \text{ kN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 98,05 \text{ kN}$$

$$R_L = \inf(R_w ; R_b)$$

Poutre principale IPE450 :

$$R_L = \inf(1945.13 \text{ kN} ; 1334 \text{ kN})$$

$$K_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \quad [2]$$

$N_r = 1$ Pour coefficient de réduction veut de 0,75

$$K_t = 0,6 \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,702 < 1$$

$$P_{rd} = 0,702 \times 98,05 = 68,83 \text{ kN}$$

$$N_{\text{connecteur}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1334}{68,83} = 19,38 \approx 20 \text{ connecteurs}$$

III.2.3.2 L'espace minimal

$$E_{\min} > 5 \times d \rightarrow 5 \times 22 = 110 \text{ mm}$$

$$E_{\max} > 6 \times h_{sc} \rightarrow 5 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{N_{\text{connecteurs}} - 1} = \frac{10100}{40 - 1} = 258,97 \text{ mm}$$

$$E_{\min} \leq 258,97 \leq E_{\max}$$

On prend espacement de 260 mm

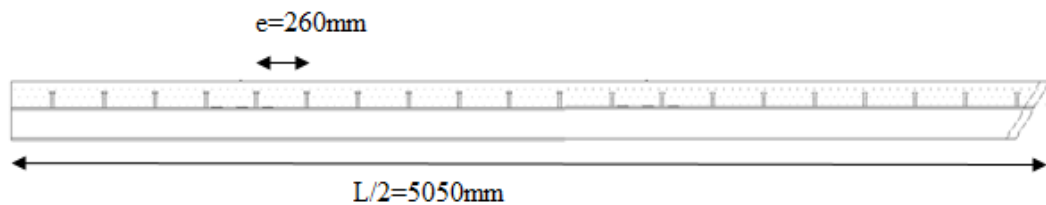


Figure III. 8: Nombre de connecteur par demi-porté

III.3 Les poutres non-porteuses

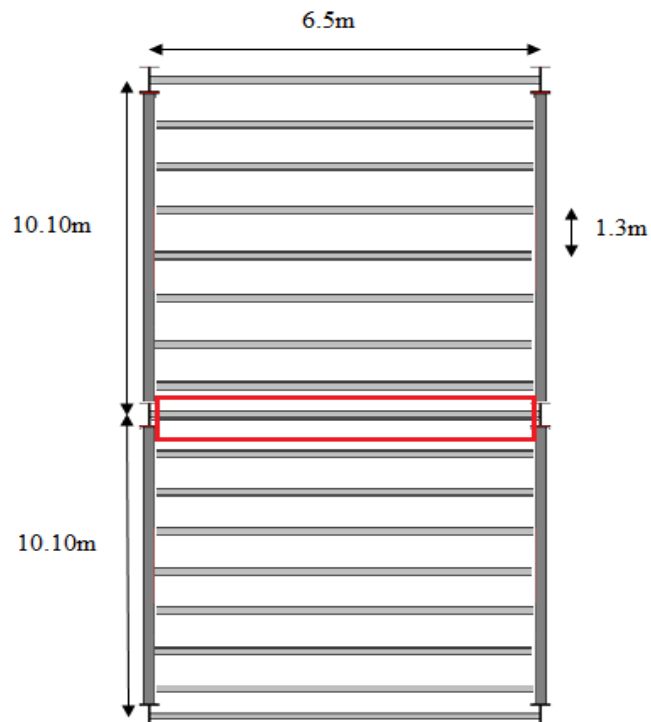


Figure III. 9: répartition des planches sur les poutres secondaire

Tableau III. 3: tableau des poutres secondaires.

| Usage | Poutre secondaire |
|--|-------------------|
| Terrasse inaccessible | IPE200 |
| Étage courant (1 ^{er} jusqu'à 9 ^{ème}) | IPE200 |
| RDC | IPE200 |

Tableau III. 4: Tableau récapitulatif des solives, poutres principales et secondaires.

| Niveau | Profile de solive | Profile de poutre secondaire | Profile de poutre principale |
|--|-------------------|------------------------------|------------------------------|
| Terrasse | IPE200 | IPE200 | IPE450 |
| Etage courant (1 ^{er} jusqu'à 9 ^{ème}) | IPE200 | IPE200 | IPE450 |
| RDC | IPE200 | IPE200 | IPE450 |

III.4 Pré-dimensionnement des poteaux

III.4.1 Charge permanente et d'exploitations

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression.

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- 1) De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré à l'E.L.U qui sollicite le poteau. $N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$

Avec :

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

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

- 2) On calcul la section minimale du profilé d'acier aux E.L.U selon le CCM97.
- 3) Loi de dégression de la charge d'exploitation : on utilise cette loi de dégression cause on a un bâtiment qui est à usage de bureau pour tous les niveaux. [5]

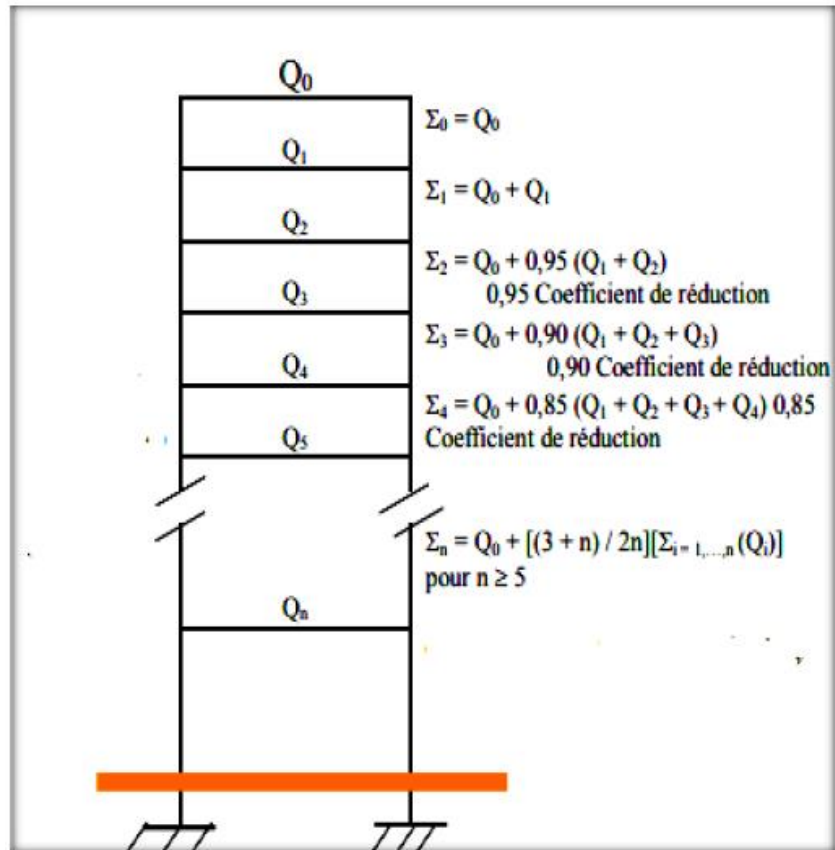


Figure III. 10: Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Tableau III. 5: Tableaux des Charges permanentes et des exploitations.

| Etage | Surcharge Q (kN/m ²) | | G (kN/m ²) | ΣQ (kN/m ²) | ΣG (kN/m ²) |
|------------------|----------------------------------|-----|------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Terrasse | Q10 | 1 | 5.88 | 1 | 5.88 |
| 9 ^{ème} | Q9 | 2.5 | 5.18 | 3.5 | 11.06 |
| 8 ^{ème} | Q8 | 2.5 | 5.18 | 5.75 | 16.24 |
| 7 ^{ème} | Q7 | 2.5 | 5.18 | 7.75 | 21.42 |
| 6 ^{ème} | Q6 | 2.5 | 5.18 | 9.5 | 26.60 |
| 5 ^{ème} | Q5 | 2.5 | 5.18 | 11 | 31.78 |
| 4 ^{ème} | Q4 | 2.5 | 5.18 | 12.25 | 36.96 |
| 3 ^{ème} | Q3 | 2.5 | 5.18 | 13.50 | 42.14 |
| 2 ^{ème} | Q2 | 2.5 | 5.18 | 14.74 | 47.32 |
| 1 ^{ère} | Q1 | 2.5 | 5.18 | 15.99 | 52.5 |
| RDC | Q0 | 3.5 | 4.71 | 17.25 | 57.21 |

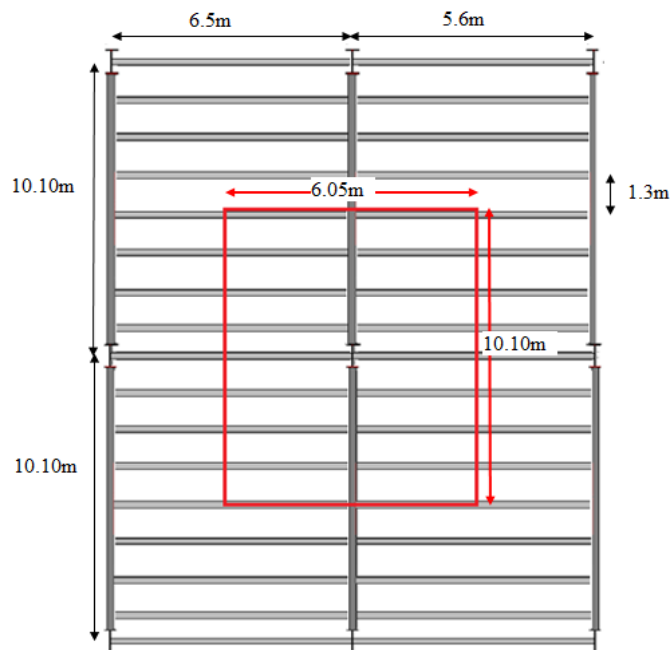
III.4.2 Poteau central

Figure III. 11: le poteau central (le plus sollicité)

La surface qui revient au poteau central est de 61.11m^2 , et les charges appliquer dans cette surface c'est :

- Charge permanente : $G=5.88\text{kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q=1\text{ kN/m}^2$
- Surcharge de la neige : $s =0.135\text{ kN/m}$
- Poids propre du plancher terrasse : $G=5.88 \times 61.11 = 359.33\text{ kN}$
- Poids propre de la poutre porteuse : $G=0.776 \times 10.10 = 7.83\text{ kN}$
- Poids propre de la poutre non porteuse : $G=0.224 \times 6.05 = 1.35\text{ kN}$
- Poids propre des solives : $G=0.224 \times 6.05 \times 6 = 8.13\text{ kN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{totale}} = 376.64\text{ kN} \\ Q = 1 \times 61.11 = 61.11\text{ kN} \\ S = 0.135 \times 61.11 = 8.25\text{ kN} \end{array} \right.$$

III.4.2.1 Descente des charges

$$q = (1,35 \times \Sigma G) + (1,5 \times \Sigma Q) \text{ kN}$$

Tableau III. 6: Tableaux de descente de charge.

| Etage | Q (kN) | G (kN) | N _{sd} (kN) |
|------------------|---------|---------|----------------------|
| Terrasse | 61.11 | 376.64 | 612.50 |
| 9 ^{ème} | 213.89 | 713.90 | 1284.60 |
| 8 ^{ème} | 351.38 | 1065.78 | 1965.87 |
| 7 ^{ème} | 473.60 | 1415.01 | 2620.66 |
| 6 ^{ème} | 580.55 | 1800.85 | 3301.97 |
| 5 ^{ème} | 672.21 | 2155.45 | 3918.17 |
| 4 ^{ème} | 748.60 | 2511 | 4512.75 |
| 3 ^{ème} | 824.99 | 2867.89 | 5109.14 |
| 2 ^{ème} | 900.76 | 3225.33 | 5705.36 |
| 1 ^{ère} | 977.15 | 3466.54 | 6145.55 |
| RDC | 1054.15 | 3942.67 | 6903.83 |

III.4.2.2 Détermination de profile

Dans section de classe 1

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad [4]$$

Donc :

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Avec : $f_y = 355 \text{ MPa}$

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

➤ Exemple : poteau de terrasse

$$A = \frac{612.50 \times 1.1 \times 10}{355} = 18.98 \text{ cm}^2$$

Profilé choisi HEA 100 → A_{choisit} = 21.2 cm²

Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau égal à la largeur de poutre donc

Profilé adopté HEA 200 → A_{choisit} = 53.8 cm²

(b_{Poteau} = 200 mm ≥ b_{Poutre} = 200 mm)

Tableau III. 7: surface et profilé nécessaire.

| Etage | N _{sd} (kN) | A _{calculé} (cm ²) | A _{profilé} (cm ²) | profile |
|------------------|----------------------|---|---|---------|
| 9 ^{ème} | 612.50 | 18.98 | 53.80 | HEA200 |
| 8 ^{ème} | 1284.60 | 39.80 | 53.80 | HEA200 |
| 7 ^{ème} | 1965.87 | 60.91 | 64.30 | HEA220 |
| 6 ^{ème} | 2620.66 | 81.20 | 86.80 | HEA260 |
| 5 ^{ème} | 3301.97 | 102.31 | 112.5 | HEA300 |
| 4 ^{ème} | 3918.17 | 121.41 | 133.50 | HEA340 |
| 3 ^{ème} | 4512.75 | 139.83 | 159 | HEA400 |
| 2 ^{ème} | 5109.14 | 158.31 | 178 | HEA 450 |
| 1 ^{ère} | 5705.36 | 176.79 | 197.50 | HEA500 |
| RDC | 6145.55 | 190.43 | 211.8 | HEA550 |

III.4.2.3 Vérification de poteau :

Pour le niveau 35.7 m de L=4m (Encastrée-Articulé)

Tableau III. 8: caractéristique géométrique du profilé HEA200.

| Profile | h (mm) | b (mm) | t _f (mm) | t _w (mm) | A (mm ²) | i _y (mm ²) |
|---------|--------|--------|---------------------|---------------------|----------------------|-----------------------------------|
| HEA200 | 219 | 200 | 10 | 6.5 | 5380 | 82.8 |

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad [4]$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{Classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81 \quad \text{Avec : } f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \times \varepsilon = 76.07$$

$$\text{Avec : } X_{\min} \{ X_y ; X_z \} \leq 1 \quad [4]$$

III.4.2.3.1 Longueur de flambement

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,7L \quad (\text{Encastrée- Articulé})$$

$$L_f = 2.8 \text{ m}$$

III.4.2.3.2 Elancement maximal

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2.8 \times 10^3}{82.8} = 33.82$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2.8 \times 10^3}{49.6} = 56.45$$

$\lambda_z > \lambda_y \longrightarrow$ Plan de flambement y-y
Axe de flambement z-z

III.4.2.3.3 Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0.74$$

0,74 > 0,2 il y a risque d flambement.

III.4.2.3.4 Vérification du flambement

$$\frac{h}{b} = 0.95 > 1,2 \text{ Et } t_f = 10 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est : b

Tableau III. 9: facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement.

| Courbe | a | b | c | d |
|----------|------|------|------|------|
| α | 0,21 | 0,34 | 0,49 | 0,76 |

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

$$\varphi = 0.87$$

$$\chi = \frac{1}{(\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)})} \quad [4]$$

$$\chi = 0.75$$

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

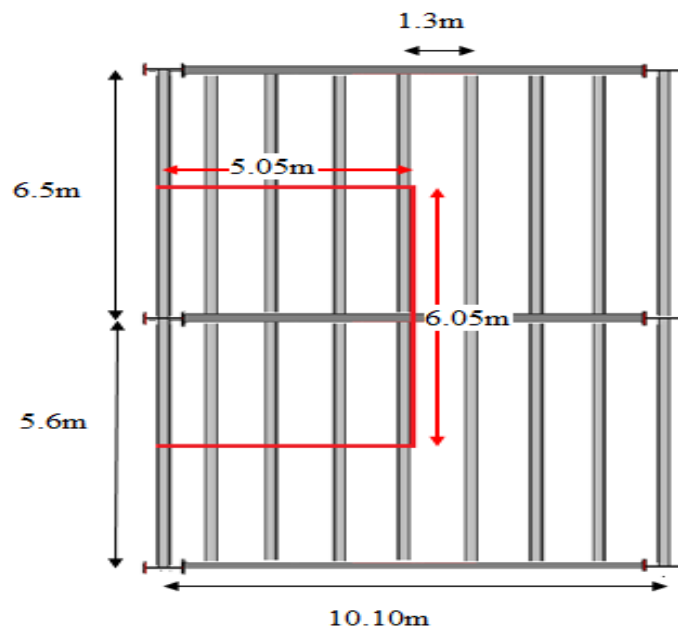
$$N_{b,rd} = 1302.20 \text{ kN}$$

$N_{b,rd} = 1302.20 \text{ kN} > N_{sd} = 612.50 \text{ kN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

Tableau III. 10: choix et vérifications des poteaux de centre.

| Niveau | Profile | N _{sd} (kN) | N _{brd} (kN) | Vérifier | Profile | N _{brd} (kN) | Vérifier |
|--------|---------|----------------------|-----------------------|----------|---------|-----------------------|----------|
| 35.7 m | HEA200 | 612.50 | 1302.20 | Oui | | | |
| 31.7 m | HEA200 | 1284.60 | 1302.20 | Oui | | | |
| 27.7 m | HEA220 | 1965.87 | 1784.62 | Non | HEA260 | 2521.15 | Oui |
| 23.7 m | HEA260 | 2620.66 | 2521.15 | Non | HEA280 | 2826.12 | Oui |
| 19.7 m | HEA300 | 3301.97 | 3376.53 | Oui | | | |
| 15.7 m | HEA340 | 3918.17 | 4006.82 | Oui | | | |
| 11.7 m | HEA400 | 4512.75 | 4720.85 | Oui | | | |
| 7.7 m | HEA 450 | 5109.14 | 5284.98 | Oui | | | |
| 3.7 m | HEA500 | 5705.36 | 5863.95 | Oui | | | |
| 0.0 m | HEA550 | 6145.55 | 6356.89 | Oui | | | |

III.4.3 Poteau de rive :

**Figure III. 12: le poteau de rive**

La surface qui revient au poteau central est de 30.55 m².

III.4.3.1 Descente des charges :

$$q = (1,35 \times \sum G) + (1,5 \times \sum Q)$$

Tableau III. 11: Descente des charges de poteau de rive.

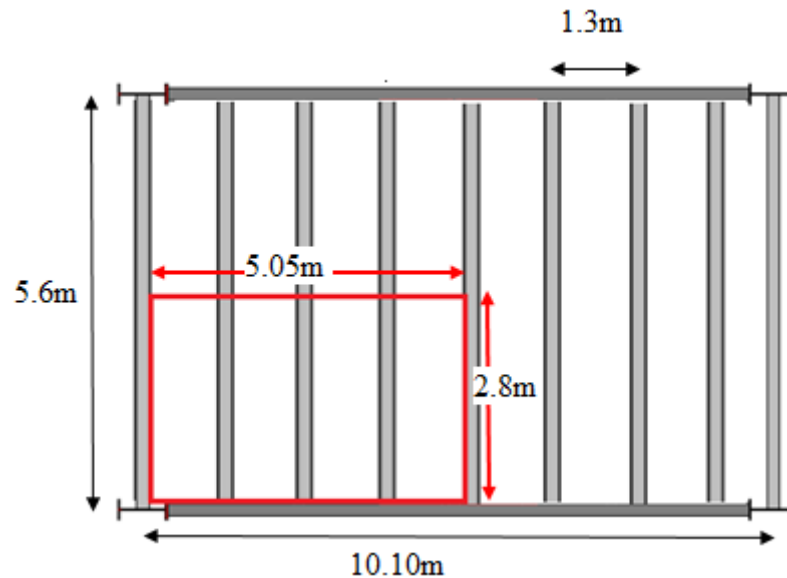
| Etage | Q (kN/m ²) | G (kN) | N _{sd} (kN) |
|------------------|------------------------|---------|----------------------|
| Terrasse | 30.55 | 188.96 | 307.11 |
| 9 ^{ème} | 106.93 | 358.25 | 644.03 |
| 8 ^{ème} | 175.66 | 528.40 | 976.83 |
| 7 ^{ème} | 236.76 | 696.81 | 1295.83 |
| 6 ^{ème} | 290.23 | 866.10 | 1604.58 |
| 5 ^{ème} | 336.05 | 1035.39 | 1901.85 |
| 4 ^{ème} | 374.24 | 1204.99 | 2188.10 |
| 3 ^{ème} | 412.43 | 1371.26 | 2470.26 |
| 2 ^{ème} | 450.31 | 1539.76 | 2754.14 |
| 1 ^{ère} | 488.49 | 1712.03 | 3043.98 |
| RDC | 526.99 | 1864.97 | 3285.47 |

III.4.3.2 Détermination de profile :**Tableau III. 12: surface et profilé nécessaire.**

| Etage | N _{sd} (kN) | A _{calculé} (cm ²) | A _{profilé} (cm ²) | Profile |
|------------------|----------------------|---|---|---------|
| 9 ^{ème} | 307.11 | 9.51 | 53.80 | HEA200 |
| 8 ^{ème} | 644.03 | 18.14 | 53.80 | HEA200 |
| 7 ^{ème} | 976.83 | 27.52 | 53.80 | HEA200 |
| 6 ^{ème} | 1295.83 | 36.50 | 53.80 | HEA200 |
| 5 ^{ème} | 1604.58 | 45.20 | 53.80 | HEA 200 |
| 4 ^{ème} | 1901.85 | 53.57 | 53.80 | HEA200 |
| 3 ^{ème} | 2188.10 | 61.64 | 64.30 | HEA220 |
| 2 ^{ème} | 2470.26 | 69.58 | 76.80 | HEA240 |
| 1 ^{ère} | 2754.14 | 77.58 | 86.80 | HEA260 |
| RDC | 3043.98 | 85.75 | 86.80 | HEA260 |

III.4.3.3 Vérification de poteau :**Tableau III. 13: choix et vérifications des poteaux de rive.**

| Etage | Profile | N _{sd} (kN) | N _{brd} (kN) | Vérifier | Profile | N _{brd} (kN) | Vérifier |
|------------------|---------|----------------------|-----------------------|----------|---------|-----------------------|----------|
| 9 ^{ème} | HEA200 | 256.60 | 866.52 | Oui | | | |
| 8 ^{ème} | HEA200 | 644.03 | 866.52 | Oui | | | |
| 7 ^{ème} | HEA200 | 976.83 | 866.52 | Non | HEA220 | 1577.10 | Oui |
| 6 ^{ème} | HEA200 | 1295.83 | 866.52 | Non | HEA220 | 1577.10 | Oui |
| 5 ^{ème} | HEA 200 | 1604.58 | 866.52 | Non | HEA240 | 2032.41 | Oui |
| 4 ^{ème} | HEA200 | 1901.85 | 866.52 | Non | HEA240 | 2032.41 | Oui |
| 3 ^{ème} | HEA220 | 2188.10 | 1577.10 | Non | HEA260 | 2353.07 | Oui |
| 2 ^{ème} | HEA240 | 2470.26 | 2032.41 | Non | HEA280 | 2700.52 | Oui |
| 1 ^{ère} | HEA260 | 2754.14 | 2353.07 | Non | HEA300 | 3231.31 | Oui |
| RDC | HEA260 | 3043.98 | 2353.07 | Non | HEA300 | 3231.31 | Oui |

III.4.4 Poteau d'angle**Figure III. 13: le poteau d'angle**

La surface qui revient au poteau central est de 14.14 m².

III.4.4.1 Descente des charges

$$q = (1,35 \times \Sigma G) + (1,5 \times \Sigma Q) \text{ kN}$$

Tableau III. 14: Descente des charges de poteau d'angle.

| Etage | Q (kN/m ²) | G (kN) | N _{sd} (kN) |
|------------------|------------------------|--------|----------------------|
| Terrasse | 14.14 | 89.57 | 144.99 |
| 9 ^{ème} | 49.49 | 172.63 | 307.28 |
| 8 ^{ème} | 81.31 | 252.30 | 462.57 |
| 7 ^{ème} | 109.59 | 333.67 | 614.84 |
| 6 ^{ème} | 134.33 | 415.03 | 761.79 |
| 5 ^{ème} | 155.54 | 496.40 | 903.45 |
| 4 ^{ème} | 173.22 | 577.76 | 1039.81 |
| 3 ^{ème} | 190.89 | 659.12 | 1176.15 |
| 2 ^{ème} | 208.42 | 740.48 | 1312.28 |
| 1 ^{ère} | 266.10 | 821.85 | 1508.65 |
| RDC | 243.92 | 896.57 | 1576.25 |

III.4.4.2 Détermination de profile :**Tableau III. 15: surface et profilé nécessaire.**

| Etage | N _{sd} (kN) | A _{calculé} (cm ²) | A _{profilé} (cm ²) | Profile |
|------------------|----------------------|---|---|---------|
| 9 ^{ème} | 144.99 | 4.49 | 53.80 | HEA200 |
| 8 ^{ème} | 307.28 | 8.66 | 53.80 | HEA200 |
| 7 ^{ème} | 462.57 | 13.03 | 53.80 | HEA200 |
| 6 ^{ème} | 614.84 | 17.32 | 53.80 | HEA200 |
| 5 ^{ème} | 761.79 | 21.46 | 53.80 | HEA200 |
| 4 ^{ème} | 903.45 | 25.45 | 53.80 | HEA200 |
| 3 ^{ème} | 1039.81 | 29.29 | 53.80 | HEA200 |
| 2 ^{ème} | 1176.15 | 33.13 | 53.80 | HEA200 |
| 1 ^{ère} | 1312.28 | 36.97 | 53.80 | HEA200 |
| RDC | 1508.65 | 42.50 | 53.80 | HEA200 |

III.4.4.3 Vérification de poteau :**Tableau III. 16: choix et vérifications des poteaux d'angles.**

| Etage | Profile | N _{sd} (kN) | N _{brd} (kN) | Vérifier | Profile | N _{brd} (kN) | Vérifier |
|------------------|---------|----------------------|-----------------------|----------|---------|-----------------------|----------|
| 9 ^{ème} | HEA200 | 144.99 | 866.52 | Oui | | | |
| 8 ^{ème} | HEA200 | 307.28 | 866.52 | Oui | | | |
| 7 ^{ème} | HEA200 | 462.57 | 866.52 | Oui | | | |
| 6 ^{ème} | HEA200 | 614.84 | 866.52 | Oui | | | |
| 5 ^{ème} | HEA200 | 761.79 | 866.52 | Oui | | | |
| 4 ^{ème} | HEA200 | 903.45 | 866.52 | Non | HEA220 | 1577.10 | Oui |
| 3 ^{ème} | HEA200 | 1039.81 | 866.52 | Non | HEA220 | 1577.10 | Oui |
| 2 ^{ème} | HEA200 | 1176.15 | 866.52 | Non | HEA220 | 1577.10 | Oui |
| 1 ^{ère} | HEA200 | 1312.28 | 866.52 | Non | HEA220 | 1577.10 | Oui |
| RDC | HEA200 | 1508.65 | 866.52 | Non | HEA220 | 1577.10 | Oui |

Tableau III. 17: Tableau récapitulatif des poteaux.

| Etage | Profile Poteau central | Profile Poteau de rive | Profile Poteau d'angle |
|------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 9 ^{ème} | HEA200 | HEA200 | HEA200 |
| 8 ^{ème} | HEA220 | HEA200 | HEA200 |
| 7 ^{ème} | HEA260 | HEA220 | HEA200 |
| 6 ^{ème} | HEA280 | HEA220 | HEA200 |
| 5 ^{ème} | HEA300 | HEA240 | HEA200 |
| 4 ^{ème} | HEA340 | HEA240 | HEA220 |
| 3 ^{ème} | HEA400 | HEA260 | HEA220 |
| 2 ^{ème} | HEA450 | HEA280 | HEA220 |
| 1 ^{ère} | HEA500 | HEA300 | HEA220 |
| RDC | HEA550 | HEA300 | HEA220 |

Annexe 5

Références Bibliographique

- [1] : Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- [2] : EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [3] : Cours charpente métallique 2, **Mr SETHI**.
- [4] : Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [5] : Document Technique Réglementaire Algérienne **D.T.R-C-2-47** ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « **RNV 99** », version 2013.
- [6] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- [7] : EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [8] : Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.
- [9] : **CTICM-CSTB** : Plan Europe Euro codes Assemblages des pieds de poteaux en acier.
- [10] : Francine SEINTURIER IUT Génie Civil de Grenoble (**Assemblage par boulons**).
- [11] : **Le BAEL99, D.T.U**, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.