

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**Université de Blida 1**



**Faculté de Technologie**

Département de Génie Civil

**MEMOIRE DE MASTER**

Spécialité : Construction métallique et mixte

**CONCEPTION ET CALCUL PARASEISMIQUE D'UN BATIMENT  
(RDC+8 étage avec entre sol et S/SOL)**

Par

**M<sup>elle</sup> fatma zohra RAIT et M nadji GUESSAR**

Devant le jury composé de :

AMELLAL	U. Saad Dahleb-Blida	Président
WARDA BADIS	U. Saad Dahleb-Blida	Examinatrice
SALIM TAFRAOUT	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur
FAYCEL DJIDJILI	U. Saad Dahleb-Blida	Co Promoteur

Blida, Septembre 2022

# Remerciements

*Nous rendons grâce à **Allah**, le Clément, le tout Miséricordieux, pour la chance qu'Il nous ait donnée pour poursuivre nos études supérieures, et pour le courage qu'Il nous a donné pour bien mener ce travail.*

*Nous commençons tout d'abord, par remercier notre promoteur **M. SALIM tafraout** enseignant à université Saad Dahlab Blida. Nous vous remercions vivement pour toutes les heures, les jours et les mois que vous avez passés avec patience extrême à nos diriger et corriger ce manuscrit. Nous vous remercions pour vos conseils et encouragements et votre modestie mais aussi pour votre partage du savoir.*

*Nos remerciements sont adressés également aux membres du Jury qui ont pris sur leur temps et ont bien voulu accepter de juger ce modeste travail :*

*Nous tenons à exprimer nos très grandes considérations, et nos profonds respects à **M.AMELLAL** enseignant à université Saad Dahlab Blida, qui nous a fait l'honneur de présider ce Jury malgré toutes ses responsabilités et ses nombreuses occupations. Un grand merci pour tout ce que nous ait appris grâce à vous au cours de nos années de graduation..*

*Nous remercions vivement **M<sup>me</sup>.WARDA BADIS** enseignante à université Saad Dahlab Blida, d'avoir eu l'amabilité de bien vouloir examiner ce travail malgré ses occupations multiples. Nous ne pouvons que sincèrement vous exprimer nos respects et nos gratitude.*

*Nous tenons à témoigner nos respects et nos reconnaissances à l'ingénieur, **FAYCEL DJIDJILI** pour nous avoir consacrés de son temps malgré toutes ses responsabilités. Nous le remercions également pour les corrections apportées à ce manuscrit.*

*Enfin, nous remercions particulièrement nos parents pour leurs soutiens inconditionnels tout au long de ces année d'étude, et à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*



## **Résumé**

Dans une zone sismique il est primordial de construire parasismique pour sauvegarder les vies humaines et leurs biens, car il a été constaté à travers les expériences antérieures que la quasi-majorité des cas d'effondrement des constructions ont été provoqués par le non-respect des recommandations et dispositions constructives contre ce type de sollicitations. De nombreux travaux de recherches ont été réalisés pour faire face à ces phénomènes dévastateurs imprédictibles, donnant naissance à plusieurs codes et guides techniques à travers le monde pour pouvoir construire des bâtiments plus stables et plus résistants. Sur cette base, notre mémoire expose une étude structurale parasismique d'une tour en charpente métallique, composée d'un sous-sol, un entresol, un Rez-de-chaussée et 8 étages avec une toiture inaccessible. Le bâtiment est implanté dans la ville de Bouira, classé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) en zone de moyenne sismicité (zone IIa). Le contreventement de la structure est assuré par un noyau en béton armé. Un certain nombre de modèles numériques 3D ont été élaborées en utilisant le logiciel ETABS afin d'avoir une conception qui satisfait à la fois les critères de stabilité globale de la structure et la résistance des éléments structuraux, tout en conservant l'architecture du projet. Le calcul et vérification des éléments structuraux, les assemblages, les sections d'armatures, etc... sont principalement faits conformément aux règles en vigueur en Algérie (CCM97/CBA93/ BAEL), en se basant sur les efforts enregistrés dans les modèles numériques.

### **Mots clés :**

Conception parasismique, Tour en charpente métallique, Modélisation numérique 3D, Règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003), CCM97, CBA93 /BAEL.

## **Abstract**

In an earthquake zone, it is essential to build earthquake-resistant to safeguard human lives and their property, because it has been observed through previous experience that almost the majority of cases of building collapse have been caused by non-compliance with the recommendations and constructive provisions against this type of solicitation. Many research works have been carried out to deal with these unpredictable devastating phenomena, giving rise to several codes and technical guides around the world to be able to build more stable and more resistant buildings. On this basis, our thesis exposes an earthquake-resistant structural study of a steel frame tower, composed of two basements, a ground floor and 8 floors with an inaccessible roof. The building is located in the city of Bouira, classified by the Algerian earthquake resistant design code (RPA 99 version 2003) in a zone of medium seismicity (zone IIa). The bracing of the structure is provided by a reinforced concrete core. A number of 3D digital models were developed using the ETABS software in order to have a design that satisfies both the criteria of overall stability of the structure and the resistance of the structural elements, while maintaining the architecture of the project. The calculation and checking of structural elements, connections, reinforcement, etc. are mainly done in accordance with the rules in force in Algeria (CCM97/CBA93/BAEL), based on the forces recorded in the numerical models.

## **Key words:**

Seismic design, Steel structure tower, 3D digital modelling, Algerian earthquake resistant design code (RPA99 modified 2003), CCM97/CBA93 / BAEL91 modified 99.

## ملخص

في منطقة الزلازل، من الضروري بناء مقاوم للزلازل لحماية الأرواح البشرية وممتلكاتهم، لأنه لوحظ من خلال التجربة السابقة أن معظم حالات انهيار المباني تقريباً نتجت عن عدم الامتثال للتوصيات والقوانين الخاصة بالبناء الصادرة هذا النوع من الكوارث. تم إجراء العديد من الأعمال البحثية للتعامل مع هذه الظواهر المدمرة التي لا يمكن التنبؤ بها، مما أدى إلى ظهور العديد من القواعد والتقنيات الفنية حول العالم لبناء مباني أكثر استقراراً وأكثر مقاومة للزلازل. على هذا الأساس، تعرض أطروحتنا دراسة هيكلية مقاومة للزلازل لبرج إطار فولاذي، يتكون من طابق تحت أرضي، وطابق نصفي، وطابق أرضي و 8 طوابق مع سطح غير مستعمل لا يمكن الوصول إليه. يقع المبنى في مدينة البويرة، المصنفة حسب قواعد البناء المضادة للزلازل الجزائري (RPA99V2003) في منطقة زلزالية متوسطة (المنطقة IIa). يتم توفير دعامة الهيكل من خلال نواة خرسانية مسلحة. تم تطوير عدد من النماذج الرقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام برنامج ETABS من أجل الحصول على تصميم يفي بكل من معايير الاستقرار العام للهيكل ومقاومة العناصر الهيكلية، مع الحفاظ على الهندسة المعمارية للمشروع. يتم حساب والتحقق من العناصر الهيكلية والتجمعات وأقسام التعزيز وما إلى ذلك بشكل أساسي وفقاً للقواعد المعمول بها في الجزائر (CCM97 / CBA93 / BAEL)، بناءً على القوى المسجلة في النماذج الرقمية.

### كلمات مفتاحية :

تصميم زلزالي، برج فولاذي، نمذجة رقمية ثلاثية الأبعاد، قواعد البناء المضادة للزلازل الجزائرية

RPA99version 2003, CCM97/ CBA93 / BAEL91

## Sommaire

## Introduction 1-3

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	12
I.2.Présentation architecturale de l'ouvrage.....	13
I.2.1.Implantation et site du projet.....	14
I.2.2.Caractéristique géométrique.....	14
I.2.3. Conception structurale de l'ouvrage.....	15
I.2.4.Les Planchers Plancher mixte.....	15
I.2.5.Escaliers.....	18
I.2.6.Ascenseurs.....	18
I.2.7.Maçonnerie.....	19
I.2.8.Infrastructure.....	19
I.3. Règlements techniques.....	20
I.4.1. L'acier.....	20
I.4.1. Béton.....	21
I.5. Les assemblages.....	21

### Chapitre II : Etude climatique

II.1.effet de vent.....	23
II.1.1.Introduction.....	23
II.1.2. Action du vent.....	23
II.1.2.1. Effet de la region.....	24
II.1.2.2. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$ .....	25
II.1.3.Calcul de la pression.....	26
II.1.3.1.Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ .....	26
II.1.3.2. Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ .....	26
II.1.3.3.Détermination de coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ .....	29
II.1.4.Détermination de la pression aérodynamique.....	30
II.1.5.La force de frottement.....	36
II.2.Effet de neige.....	37
II.2.1. Introduction.....	37
II.2.2.Calcul des charges de neige.....	37
II.2.2.1. Charge de neige sur le sol.....	38
II.2.2.2.Coefficient de forme de la toiture.....	38

### Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

III.1.Introduction.....	40
III.1.1.Les planchers.....	40
III.1.1.1. Méthode de calcul.....	41
III.1.1.2.Estimation des charges des planchers.....	42
III.1.1.2.1.Plancher courant.....	42

III.1.1.2.2.Plancher terrasse inaccessible.....	43
III.1.2.Pré dimensionnement des solives.....	44
III.1.2.1.Plancher terrasse inaccessible .....	45
III.1.2.1.1.Phase de construction.....	45
III.1.2.1.2.Phase final.....	48
III.1.2.1.Calcul des solives des autres planchers.....	53
III.1.3.Pré dimensionnement des poutres principaux.....	53
III.1.3.1.Plancher courant.....	53
III.1.3.1.1.Phase de construction.....	54
III.1.3.1.2.Phase finale.....	56
III.1.3.2.Calcul des poutres principales des autres planchers.....	60
III.1.4.Pré dimensionnement des poutres secondaires.....	61
III.1.4.1.Plancher courant.....	61
III.1.4.1.1.Phase de construction.....	61
III.1.4.1.2.Phase finale.....	63
III.1.4.2. Calcul des poutres secondaires des autres planchers.....	65
III.1.5.Calcul des poteaux.....	66
III.1.5.1.Introduction.....	66
III.1.5.2.Principe de calcul.....	66
III.1.5.3.Etapes de pré dimensionnement.....	66
III.1.5.4.Poteau central (le plus sollicité).....	67
III.1.5.5.Vérification au flambement.....	69
III.1.5.6.Exemple de calcul.....	70
III.1.6.Clacul des voiles.....	72
III.1.6.1.La structure à noyau central.....	72
III.1.6.2.Prédimensionnement des voiles.....	74

## **Chapitre IV : Etude des éléments secondaires**

IV.1.Clacul des escaliers.....	76
IV.1.1.Introduction.....	76
IV.1.1.1.Caractéristiques techniques.....	76
IV.1.2.Calcul de l'escalier de trois volets.....	80
IV.1.2.1.Volée 1.....	80
IV.1.2.1.1.Calcul des sollicitations.....	80
IV.1.2.1.2.Calcul des efforts tranchants et moments.....	81
IV.1.2.1.3.Ferraillage.....	82
IV.1.2.2.Volée 3.....	86
IV.1.2.2.1.Calcul des sollicitations.....	86
IV.1.2.2.2.Calcul des efforts tranchants et moments.....	86
IV.1.2.2.3.Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant.....	88
IV.1.2.2.4.Ferraillage.....	89
IV.1.3.Etude de la poutre palière.....	91
IV.1.3.1.Pré dimensionnement de la poutre palière.....	92
IV.1.3.1.1.Vérifications des conditions de résistance (RPA99/V2003).....	92
IV.1.3.1.2.Evaluation des charges.....	92



IV.1.3.1.3.Calcul des sollicitations.....	93
IV.1.3.1.4.Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	94
IV.1.3.2.Ferraillage de la poutre palière.....	94
IV.1.3.2.1.Vérification à l'ELU.....	95
IV.1.3.2.2.Vérification à l'ELS.....	96
IV.1.3.3.Vérification de la flèche .....	97
<b>IV.3.2.3.Schéma de ferraillage.....</b>	<b>99</b>
IV.2.Etude du balcon.....	99
IV.2.1.Introduction.....	99
IV.2.2.Détermination des sollicitations.....	99
IV.2.3.Les moments et Les efforts tranchants.....	100
IV.2.3.1.Diagramme des moments et des efforts tranchant.....	101
IV.2.3.Ferraillage.....	102
IV.2.3.1.Armatures longitudinales.....	102
IV.2.3.2.Armatures de répartition.....	103
IV.2.3.3.Vérifications.....	103
IV.2.3.4.Disposition des armatures.....	104

## **Chapitre V : Etude dynamique**

V.1. Etude dynamique.....	107
V.1.1 Introduction.....	107
V.1.2. Objectif de l'étude dynamique.....	107
V.1.3.Modélisation numérique de la structure.....	107
V.1.4.Description du logiciel ETABS.....	108
V.2.Etude sismique du bâtiment.....	110
V.2.1.Choix de la méthode de calcul.....	110
V.2.2.Condition d' RPA99/Version 2003.....	111
V.3.Méthode dynamique modalo-spectrale.....	111
V.4.Méthode statique équivalente.....	113
V.5. Résultat de l'analyse sismique.....	119
V.5.1. Caractéristique dynamique propres du modèle.....	119
V.5.2.Vérification de l'effort tranchant à la base selon les deux sens.....	121
V.5.3.Vérification des déplacements inter étages.....	122
V.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre).....	127

## **Chapitre VI : Vérification des éléments**

VI.1 Vérification des poteaux.....	130
VI.1.1.Vérification au flambement.....	130
VI.1.1.1.Procédure de calcul.....	130
VI.1.1.2.Exemple de calcul.....	131
VI.1.2.Les vérifications au déversement.....	136
VI.2.Vérification des poutres.....	137
VI.2.1.Vérifications de la résistance.....	138
VI.3.Vérification de pouter secondaire.....	139
VI.3.1.Vérifications de la résistance.....	140
VI.4.Vérification des solives .....	141
VI.4.1.Vérifications de la résistance.....	142

VI.5.Ferraillage de noyau central.....	143
VI.5.1.Disposition de noyau central.....	144
VI.5.2. Ferraillage des voiles.....	145
VI.5.2.1. Ferraillage vertical.....	145
VI.5.3.Ferraillage horizontal.....	149
VI.5.3. Ferraillages des linteaux.....	151

## **Chapitre VII : Vérification des assemblages**

VII. Introduction.....	155
VII.1.Assemblage poutre solive.....	156
VII.1.1.Introduction.....	156
VII.1.2.Dimensionnement de l'assemblage.....	157
VII.1.3.Vrification de la résistance des boulons au cisaillement .....	158
VII.1.4.Vérification de la pression diamétrale.....	158
VII.2.Assemblage poutre-poteau .....	159
VII.2.1.Introduction.....	159
VII.2.2.Vérification de la résistance.....	161
VII.2.3.Vérification de l'effort tranchant.....	162
VII.2.4.Vérification du moment.....	162
VII.2.5.Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.....	163
VII.2.6. Résistance de l'amé de poteau au cisaillement.....	163
VII.3.Assemblage entre élément métallique et noyau en béton armé .....	163
VII.3.1.Introduction.....	163
VII.3.2.Les moyens de fixations.....	164
VII.3.3.Vérification de la résistance.....	167
VII.3.4.Vérification de l'effort tranchant.....	168
VII.3.5.Vérification du moment.....	168
VII.3.6.Vérification de la pression diamétrale.....	169
VII.4.Assemblage poteau-poteau (HEA400-HEA400).....	170
VII.4.1.Introduction.....	170
VII.4.2.Vérification de la résistance au glissement.....	171
VII.4.3.Vérification de la pression diamétrale.....	172
VII.4.4.Vérification de la contrainte de traction dans la semelle.....	173
VII.5.Assemblage pied de poteau.....	173
VII.5.1.Introduction.....	173
VII.5.2.Calcul de la section portante.....	175
VII.5.3.Les tiges d'encrage.....	175
VII.5.4.Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.....	177
VII.5.5.Vérification de la pression diamétrale.....	177

## **Chapitre VIII : étude de l'infrastructure**

VIII.1.Etude de l'infrastructure.....	180
VIII.1.1Etude de sol.....	180
VIII.1.2 Stabilité des fondations.....	180
VIII.1.3 Facteurs de choix du type de fondation.....	181
VIII.1.4 Choix de type de fondations.....	181
VIII .1.5. Radier général.....	184

VIII.1.5.1 .Calcul de surface minimale du radier.....	184
VIII.1.5.2 .Pré dimensionnement de radier.....	185
VIII.1.5.2.1.Dalle.....	185
VIII.1.5.2.2Nervures.....	185
VII.1.5.3 .Caractéristiques géométriques du radier.....	187
VIII.1.5.4 .Vérifications Nécessaires.....	187
VIII.1.5.4.1 .Vérification de la Stabilité du Radier.....	187
VIII.1.5.4.2 .Vérification des Contraintes Sous le Radier.....	188
VIII.1.5.5 .Ferrailage du radier.....	191
VIII.1.5.5.1.Ferrailage de la dalle du radier.....	191
VIII.1.5.5.2.Ferrailage des nervures.....	196
VIII.1.5.5.3.Armatures transvesales.....	198
VIII.1.5.5.4.Armatures de peau.....	199
VIII.2.Etude de voile périphérique.....	201
VIII.2.1.Préconisation du RPA 99.....	201
VIII.2.2.Dimensionnement.....	201
VIII.2.3. Ferrailage de voile.....	202
VIII.3.Ferrailage des poteaux de l'entre-sol.....	203
VIII.4.Ferrailage des poteaux de sous-sol.....	205
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>208</b>
Références	
Annexe	

## Listes des figures

<b>Figure. I.1</b> : Vue en plan toiture.....	5
<b>Figure. I.2</b> : Vue en plan étage courant.....	6
<b>Figure. I.3</b> : Vue en plan 1 <sup>er</sup> étage/service.....	7
<b>Figure. I.4</b> : Vue en plan RDC.....	8.
<b>Figure. I.5</b> : Vue en plan entre sol.....	9.
<b>Figure. I.6</b> : Vue en plan sous-sol.....	10.
<b>Figure. I.7</b> : Coupe A-A.....	11
<b>Figure. I.8</b> : Vue en 3D de la structure.....	12
<b>Figure I.9</b> : Localisation du projet.....	14
<b>Figure I.10</b> : Schéma simple pour construction mixte.....	15
<b>Figure I.11</b> : Coupe du plancher collaborant.....	16
<b>Figure I.12</b> : Conception d'un plancher collaborant.....	16
<b>Figure I.13</b> : Bac d'acier type Hi Bond 55.....	17
<b>Figure I.14</b> : Goujon soudée.....	18
<b>Figure I.15</b> : Cage d'ascenseur.....	19.
<b>Figure I.16</b> : Coupe sur un mur en double parois.....	19
<b>Figure II.1</b> : Direction principale de vent.....	23
<b>Figure II.2</b> : Situation du site à l'échelle de l'agglomération [Google Maps].....	24
<b>Figure II.3</b> : Hauteur de référence ze et profil correspondant de la pression dynamique.....	26
<b>Figure II.4</b> : Légende relative aux murs verticaux.....	27
<b>Figure II.5</b> : Zone de pression pour les parois verticales.....	28
<b>Figure II.6</b> : Légende pour les toitures à deux versants.....	28
<b>Figure II.7</b> : Coefficient de pression intérieur Cpi des bâtiments sans face dominants.....	29
<b>Figure II.8</b> : Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.....	31
<b>Figure II.9</b> : Hauteur de référence ze et profil correspondant de la pression dynamique.....	32
<b>Figure II.10</b> : Légende relative aux murs verticaux.....	32
<b>Figure II.11</b> : Zone de pression pour les parois verticales.....	33
<b>Figure II.12</b> : Légende pour les toitures à deux versants.....	33
<b>Figure II.13</b> : Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.....	36
<b>Figure III.14</b> : Représentation des surfaces aux vents.....	37
<b>Figure III.1</b> : Conception d'un plancher collaborant.....	40
<b>Figure III.2</b> : Coupe du plancher collaborant.....	41

<b>Figure III.3</b> : Plancher terrasse.....	44
<b>Figure III.4</b> : Schéma solives.....	44
<b>Figure III.5</b> : Vue en plan de poteau central.....	67
<b>Figure III.6</b> : Vue en 3D d'un noyau central.....	73
<b>Figure IV.1</b> : Les escaliers.....	76
<b>Figure IV.2</b> : Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELU.....	80
<b>Figure IV.3</b> : Ferrailage de la volée 01.....	85
<b>Figure IV.4</b> : Schéma statique du volée 3 type 1 à l'ELU.....	86
<b>Figure IV.5</b> : Schéma statique du volée 3 type 1 à l'ELS.....	87
<b>Figure IV.6</b> : Schéma statique de la poutre palière.....	92
<b>Figure IV.7</b> : Diagramme Ferrailage de la poutre palière .....	94
<b>Figure IV.8</b> : Schéma de ferrailage poutre palière.....	99
<b>Figure IV.9</b> : Ferrailage du balcon.....	105
<b>Figure V.1</b> : Schéma de la structure en 3D.....	110
<b>Figure V.2</b> : Spectre de réponse.....	112
<b>Figure V.3</b> : Mode 1.....	120
<b>Figure IV.4</b> : Mode 7.....	121
<b>Figure V.5</b> : Déplacements inter étage selon le sens x-x.....	124
<b>Figure V.6</b> : Déplacements inter étage selon le sens y-y.....	126
<b>Figure VI.1</b> : Diagramme Des Moments De La poutre IPE400 La plus sollicité (G+Q-Ey).138	
<b>Figure VI.2</b> : Diagramme de l'effort tranchant.....	139
<b>Figure VI.3</b> : Diagramme Des Moments De La poutre IPE200 La plus sollicité (1.35G+1.5Q)....	140
<b>Figure VI.4</b> : Diagramme de l'effort tranchant.....	141
<b>Figure VI.5</b> : Diagramme Des Moments De La poutre IPE200 La plus sollicité (1.35G+1.5Q)142	
<b>Figure VI.6</b> : Diagramme de l'effort tranchant.....	143
<b>Figure VI.7</b> : Plan de disposition de noyau central.....	144
<b>Figure VI.8</b> : Schéma de ferrailage voile 1.....	150
<b>Figure VI.9</b> : Schéma de ferrailage voile 2.....	151
<b>Figure VI.10</b> : Schéma de ferrailage voile 3.....	151
<b>Figure VI.11</b> : Schéma de ferrailage voile 4.....	151
<b>Figure VII.1</b> : Exemples des assemblages boulonnés.....	155
<b>Figure VII.2</b> : Exemples des assemblages soudés.....	155
<b>Figure VII.3</b> : Assemblage poutre-solive.....	156

<b>Figure VII.4 :</b> Schéma d'assemblage poutre- solive.....	157
<b>Figure VII.5 :</b> Assemblage poteau – poutre.....	159
<b>Figure VII.6 :</b> Schéma d'assemblage poteau – poutre.....	160
<b>Figure VII.7:</b> Soudure poutre sur la platine.....	162
<b>Figure VII.8:</b> Pièce d'appuis boulonnée.....	164
<b>Figure VII.9:</b> Pièce d'appui scellée.....	164
<b>Figure VII.10:</b> Pièce d'appuis chevillée 1.....	165
<b>Figure VII.11:</b> Pièce d'appuis cornière.....	165
<b>Figure VII.12:</b> Encrage d'un demi-poteau.....	166
<b>Figure VII.13:</b> Soudure poutre sur la platine.....	168
<b>Figure VII.14 :</b> Assemblage poteau – poteau.....	170.
<b>Figure VII.15 :</b> Schéma d'assemblage poteau – poteau.....	172
<b>Figure VII.16 :</b> Assemblage pied poteau.....	174
<b>Figure VII.17 :</b> Tiges d'ancrage.....	176
<b>Figure VII.18 :</b> Disposition constructive de tiges d'ancrage.....	176
<b>Figure VII.19 :</b> Schéma d'assemblage pied poteau.....	178
<b>Figure VIII.1 :</b> Schéma de la semelle isolé.....	181
<b>Figure VIII.2 :</b> Schéma de la semelle filante.....	182
<b>Figure VIII.3 :</b> Surface nécessaire de radié.....	184
<b>Figure VIII.4 :</b> Schéma statique du bâtiment.....	188
<b>Figure VIII.5 :</b> Diagramme des contraintes sous le radier.....	190
<b>Figure VIII.6 :</b> Panneau le plus sollicité de la dalle du radier.....	192
<b>Figure VIII.7 :</b> Schéma de ferrailage du radier.....	196.
<b>Figure VIII.8 :</b> Schéma de ferrailage de la nervure.....	199
<b>Figure VIII.9 :</b> (En travées).....	200
<b>FigureVIII.10 :</b> (Sur appuis).....	200
<b>Figure VIII.11 :</b> Le voile périphérique.....	201
<b>Figure VIII.12:</b> Ferrailage du voile périphérique.....	202
<b>Figure VIII.13 :</b> Schéma de ferrailage du poteau entre-sol.....	204
<b>Figure VIII.14 :</b> Schéma de ferrailage du poteau sous-sol.....	206

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b> : Valeurs nominales de $f_y$ et $f_u$ pour les profilés.....	21
<b>Tableau I.2</b> : Caractéristiques mécaniques.....	21
<b>Tableau II.1</b> : Caractéristique des zones.....	27
<b>Tableau II.2</b> : Caractéristique des zones (LA TERASSE V1).....	29
<b>Tableau II.3</b> : la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0,35$ ( <i>direction</i> V1.....	30
<b>Tableau II.4</b> : La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0,35$ ( <i>LA TERASSE V1</i> ).....	31
<b>Tableau II.5</b> : Caractéristique des zones.....	32
<b>Tableau II.6</b> : Caractéristique des zones.....	33
<b>Tableau II.7</b> : Caractéristique des zones (LA TERASSE V <sub>2</sub> et V <sub>4</sub> ).....	34
<b>Tableau II.8</b> : La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0,03$ ( <i>direction</i> V <sub>2</sub> et V <sub>4</sub> ).....	35
<b>Tableau II.9</b> : La pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0,03$ ( <i>LA TERASSE V<sub>2</sub> et V<sub>4</sub></i> ).....	35
<b>Tableau III.1</b> : Charge permanente plancher courant.....	43
<b>Tableau. III.2</b> : Charge permanente terrasse inaccessible.....	43
<b>Tableau.III.3</b> : Caractéristique du profilé IPE 140.....	45
<b>Tableau III.4</b> : Solives des planchers.....	53
<b>Tableau III.5</b> : Caractéristiques du profilé IPE400 (poutre principal).....	54
<b>Tableau III.6</b> : Poutre principal plancher terrasse et RDC.....	60
<b>Tableau III.7</b> : Caractéristique du profilé IPE200.....	61
<b>Tableau III.8</b> : Poutre secondaires plancher terrasse et RDC.....	65
<b>Tableau.III.9</b> : La loi de dégression DTR BC 2.2 partie 6.3.....	68
<b>Tableau.III.10</b> : La descente des charges (les poteaux centraux).....	68
<b>Tableau III.11</b> : Les sections et les profilés des poteaux centraux.....	69
<b>Tableau III.12</b> : Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux.....	71
<b>Tableau III.13</b> : Vérification au flambement de 8 <sup>ème</sup> étage jusqu'à RDC.....	72
<b>Tableau III.14</b> : Choix final des profilés.....	72
<b>Tableau IV.1</b> : Charges et Sollicitations de l'escalier.....	80
<b>Tableau IV.2</b> : Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier volée 1.....	82
<b>Tableau IV.3</b> : Résultats du ferrailage de la volée 1.....	83
<b>Tableau IV.4</b> : Résultats des vérifications à l'ELU.....	84
<b>Tableau IV.5</b> : Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	84
<b>Tableau IV. 6</b> : Résultat de calcul de la flèche de la volée 1 type 1.....	85
<b>Tableau IV.7</b> : Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier volée 2/4.....	89

<b>Tableau IV.8</b> : Résultats du ferrailage de la volée 2/4.....	90
<b>Tableau IV.9</b> : Résultats des vérifications à l'ELU.....	91
<b>Tableau IV.10</b> : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	96
<b>Tableau IV.11</b> : Valeurs des coefficients.....	98
<b>Tableau IV.12</b> : Ferrailage du balcon.....	103
<b>Tableau IV.13</b> : Résultats des vérifications à l'ELU.....	104
<b>Tableau IV.14</b> : Résultats des vérifications à la compression du béton.....	105
<b>Tableau V.1</b> : Valeurs des pénalités.....	118
<b>Tableau V.2</b> : Participation massique du modèle de calcul.....	120
<b>Tableau V.3</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	121
<b>Tableau V.4</b> : Déplacements inter étage selon les deux sens.....	123
<b>Tableau V.5</b> : Vérification de l'effet P-delta sens x-x.....	127
<b>Tableau V.6</b> : Vérification de l'effet P-delta sens y-y.....	128
<b>Tableau VI.1</b> : Caractéristique mécanique du profilé HEA500.....	131
<b>Tableau VI.2</b> : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement.....	133
<b>Tableau VI.3</b> : Caractéristique géométrique IPE450.....	134
<b>Tableau VI.4</b> : valeur de vérification HEA450.....	135
<b>Tableau VI.5</b> : Caractéristique géométrique HEA400.....	135
<b>Tableau VI.6</b> : Valeur de vérification HEA400.....	135
<b>Tableau VI.7</b> : Calcul des paramètres de $\chi_{LT}$ HEA500.....	136
<b>Tableau VI.8</b> : Calcul des paramètres de $\chi_{LT}$ HEA450.....	137
<b>Tableau VI.9</b> : Calcul des paramètres de $\chi_{LT}$ HEA400.....	137
<b>Tableau VI.10</b> : Caractéristique géométrique et mécanique IPE400.....	138
<b>Tableau VI.11</b> : Caractéristique géométrique et mécanique IPE200.....	139
<b>Tableau VI.12</b> : Caractéristique géométrique et mécanique IPE180.....	141
<b>Tableau VI.13</b> : Zone de calcul pour le ferrailage des voiles.....	145
<b>Tableau VI.14</b> : Calcule du ferrailage de voile 1.....	146
<b>Tableau VI.15</b> : Ferrailage final vertical de voile .....	146
<b>Tableau VI.16</b> : Calcule du ferrailage de voile 2.....	147
<b>Tableau VI.17</b> : Ferrailage final vertical de voile 2.....	147
<b>Tableau VI.18</b> : Calcule du ferrailage de voile 3.....	148
<b>Tableau VI.19</b> : Ferrailage final vertical de voile.....	148
<b>Tableau VI.20</b> : Calcule du ferrailage de voile 4.....	149



<b>Tableau VI.21:</b> Ferrailage final vertical de voile 4.....	149
<b>Tableau VI 22 :</b> Ferrailage final horizontal des voiles.....	150
<b>Tableau VII.1:</b> Caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE400.....	156
<b>Tableau VII.2 :</b> Caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE 180.....	156
<b>Tableau VII.3 :</b> Caractéristique de la cornière.....	157
<b>Tableau VII.4 :</b> Caractéristique des Boulon.....	157
<b>Tableau VII.5 :</b> Disposition constructive des boulons.....	158
<b>Tableau VII.6 :</b> Caractéristiques géométriques de profilé poteau HEA400.....	160
<b>Tableau VII.7 :</b> Caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE400.....	160
<b>Tableau VII.8 :</b> Disposition constructive des boulons.....	161
<b>Tableau VII.9 :</b> Caractéristiques géométriques de profilé IPE400.....	162
<b>Tableau VII.10 :</b> Caractéristiques géométriques de Platine.....	166
<b>Tableau VII.11:</b> Caractéristiques géométriques de Platine.....	166
<b>Tableau VII.12 :</b> Disposition constructive des boulons.....	167
<b>Tableau VII.13:</b> Caractéristiques géométriques de profilé IPE400.....	168
<b>Tableau VII.14 :</b> Caractéristiques géométriques de Platine.....	169
<b>Tableau VII.15 :</b> Caractéristiques géométriques de profilé poteau HEA400.....	170
<b>Tableau VII.16 :</b> Disposition constructive des boulons.....	171
<b>Tableau VII.17 :</b> Caractéristiques géométriques de Platine.....	172
<b>Tableau VII.18 :</b> Caractéristiques géométriques de HEA 500.....	174
<b>Tableau VII.19 :</b> Caractéristiques géométriques de Platine.....	175
<b>Tableau VIII .1 :</b> Sections des semelles filantes sens y-y.....	183
<b>Tableau VIII.2 :</b> Contraintes sous le radier à l'ELU.....	190
<b>Tableau VIII.3 :</b> Contraintes sous le radier à l'ELS.....	191
<b>Tableau VIII.4 :</b> Ferrailage des panneaux du radier.....	194
<b>Tableau VIII.5 :</b> Vérification des contraintes.....	195
<b>Tableau VIII.6 :</b> Vérification des contraintes (correction).....	196
<b>Tableau VIII.7:</b> Ferrailage des nervures (sens porteur).....	197
<b>Tableau VIII.8 :</b> Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	197
<b>Tableau VIII.9 :</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	198
<b>Tableau VIII.10 :</b> Choix des armatures transversales.....	199

## Liste des symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

### En majuscules :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

**As** : Aire d'une section d'acier.

**At** : Section d'armatures transversales.

**B** : Aire D'une section de béton.

**Cd** : Coefficient dynamique.

**Ce** : Coefficient d'exposition.

**Cp** : Coefficient de pression nette.

**Cpe** : Coefficient de pression extérieure.

**Cpi** : Coefficient de pression intérieure.

**Cr** : Coefficient de rugosité.

**Ct** : Coefficient de topographie.

**D** : Diamètre.

**E** : Module d'élasticité longitudinale.

**Eb** : Module de déformation longitudinale du béton.

**Ei** : Module de déformation instantanée ( $E_{ij}$  à l'âge de  $j$  jours).

**Ev** : Module de déformation différé ( $E_{vj}$  à l'âge de  $j$  jours).

**F** : Force ou action en général.

**G** : Action permanente, module d'élasticité transversale.

**I** : Moment d'inertie.

**K** : Coefficient.

**L** : Longueur ou portée.

**Lf** : Longueur de flambement.

**Ma** : Moment sur appuis.

**Mser** : Moment de calcul de service.

**Mt** : Moment en travée.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

**N** : Effort normal.

**Q** : Charges d'exploitations.

**St** : Espacement des armatures transversales.

**T** : Effort tranchant à la base.

**V0** : Facteur de terrain.

**Z0** : Paramètre de rugosité.

**Zmin** : Hauteur Minimale.

**En minuscules :**

**a** : Une dimension.

**b** : Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com.

**d'** : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co.

**e** : Epaisseur, Indice des vides.

**f** : Résistance d'un matériau (avec indice), flèche.

**fc28, ft28** : Grandeurs précédentes avec j =28 jours.

**fcj** : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.

**fe** : Limite d'élasticité de l'acier.

**ftj** : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

**h** : Hauteur totale d'une section de béton armé.

**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.

**qj** : Pression dû au vent.

**qréf** : Pression dynamique de référence.

**s** : Espacement des armatures en générales.

**st** : Espacement des armatures transversales..

**x** : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**y** : Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie profondeur de l'axe neutre.

**z** : Coordonnée d'altitude.

**qdyn** : Pression dynamique.

En minuscules :

**Ø** : diamètre des armatures, mode propre

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité dans l'acier  
 $\gamma_b$  : coefficient de sécurité dans le béton  
 $\varepsilon$  : déformation relative  
 $\varepsilon_{bc}$  : raccourcissement relatif du béton comprimé  
 $\varepsilon_s$  : allongement relatif de l'acier tendu  
 $\eta$  : coefficient de fissuration relatif à une armature  
 $\nu$  : coefficient de poisson, coefficient sans dimension  
 $\rho$  : rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton  
 $\sigma$  : contrainte normale en général  
 $\lambda$  : Élanement  
 $\tau$  : contrainte tangente (de cisaillement)  
 $\sigma_{bc}$  : contrainte de compression,  
 $\sigma_{ts}$  et  $\sigma_{sc}$  : contrainte de traction, de compression dans l'acier  
 $\varphi$  : Angle de frottement  
 $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation  
 $\sigma_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton  
 $\beta$  : Coefficient de pondération  
 $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol  
 $\sigma_m$  : Contrainte moyenne

# ***INTRODUCTION***

### Introduction :

La construction des ouvrages, a connu un développement et une progression remarquable, en passant des petites maisons rudimentaires aux grandes tours et ouvrages d'art.

Elles se caractérisent par la complexité de leurs formes géométriques irrégulières en plan et en élévation, ainsi que par l'élancement des travées avec leurs grandes portées, ce qui a poussé les concepteurs de structure de faire appel à l'utilisation d'un nouveau système constructive connu par son important capacité de résistance et sa légèreté comparé aux constructions classique en béton armé, ce système de construction est en charpente métallique. La construction en structures métalliques a été distinguée par les constructeurs du monde entier depuis plusieurs décennie -surtout dans le domaine industriel - comme un système très efficace qu'ils soient en matière de conception, de ductilité, de sécurité, de confort, et d'économie du projet.

Ce type de construction offre des avantages très appréciables, à savoir :

- Avoir des grandes portées, avec des espaces intérieurs libres de poteaux, et donc la possibilité de la modularité des espaces. L'architecte du projet peut changer sa configuration des espaces intérieurs et sans modification de l'ossature principale de la structure ;
- Pérennité des structures et limitation des frais de restauration et d'entretien ;
- Légèreté de la structure, ce qui offre la possibilité d'ajouter un ou plusieurs étages en toute sécurité, sans faire souffrir les fondations ;
- Rapidité des travaux par rapport au temps que nécessitent une démolition et une reconstruction ;
- Coût global avantageux ;
- Bonne résistance vis à vis des charges latérales séismiques et du vent.

Dans le but d'approfondir nos connaissances sur ce système dans le domaine de conception et de calcul des structures et apprendre à exploiter les données d'un projet de bâtiment, tout en récapitulant l'essentiel de ce qu'on a appris lors de notre cursus de formation universitaire, nous présentons dans ce mémoire une étude structurale d'un

bâtiment à usage habitation en rez-de-chaussée avec 8 étages avec un entre sol et un sous-sol (RDC+8+ S-SOL), la terrasse est une toiture inaccessible.

Le projet implanté à la ville de Bouira, classé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de faible sismicité (zone IIa).

- La conception structurale du bâtiment est faite conformément aux règles et recommandations en vigueur, à savoir :
  - Le règlement parasismique Algériens (RPA99 V 2003) ;
  - Les règles de conception et de calcul des structures en charpente métallique (DTR-BC-2.44, CCM97) ;
  - Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR-BC-2.41, CBA93) ;
  - Les règles de calcul des fondations superficielles (D.T.R. BC 2.33.2).

Ainsi que d'autres documents techniques y afférant.

Le présent mémoire est constitué principalement de huit chapitres et une conclusion générale, structurés comme suit :

- Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous présentons notre projet d'un point de vue architecturale, géométrique ainsi que son implantation.

- Chapitre 2 : Etude climatique.

Sur ce chapitre nous exposons les calculs détaillés des diverses charges climatiques, tels que la neige et le vent selon la réglementation Algérienne RNV2013 spécifique à ce type de charges, et cela par rapport à l'implantation du projet.

- Chapitre 3 : Pré-dimensionnement des éléments.

Une fois les charges et les surcharges sont définies, nous passerons aux prédimensionnements des éléments structuraux suivant la géométrie du bâtiment ainsi que la position des éléments.

- Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires.

Dans ce chapitre nous exposons les calculs détaillés des différents éléments non structuraux, tels que l'acrotère et les escaliers.

- Chapitre 5 : Etude sismique

Ce chapitre occupe une partie centrale de notre travail avec la proposition des solutions de contreventement de la structure pour assurer sa stabilité et sa résistance vis-à-vis des

sollicitations sismiques. Des modèles numériques sont élaborés en utilisant le logiciel ETABS afin d'arrêter la conception structurale la plus adéquate avec un système de contreventement efficace.

- Chapitre 6 : Vérification des éléments.

Une fois la conception structurale du bâtiment est arrêtée, les calculs et vérification de la résistance des éléments structuraux (poutre, voiles, poteaux) sont élaborés.

- Chapitre 7 : Calcul des assemblages

Après avoir calculé et vérifié les éléments structuraux, nous traitons dans ce chapitre le calcul détaillés des divers types de connexions des éléments en charpente métallique.

- Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

L'étude de l'infrastructure est alors abordée dans ce dernier chapitre, où le système de fondation le plus adéquat pour notre bâtiment est alors calculé.

Nous terminons notre mémoire par une conclusion générale qui résume l'essentielle de notre travail.





***CHAPITRE I :***  
***PRESENTATION DE***  
***L'OUVRAGE***

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

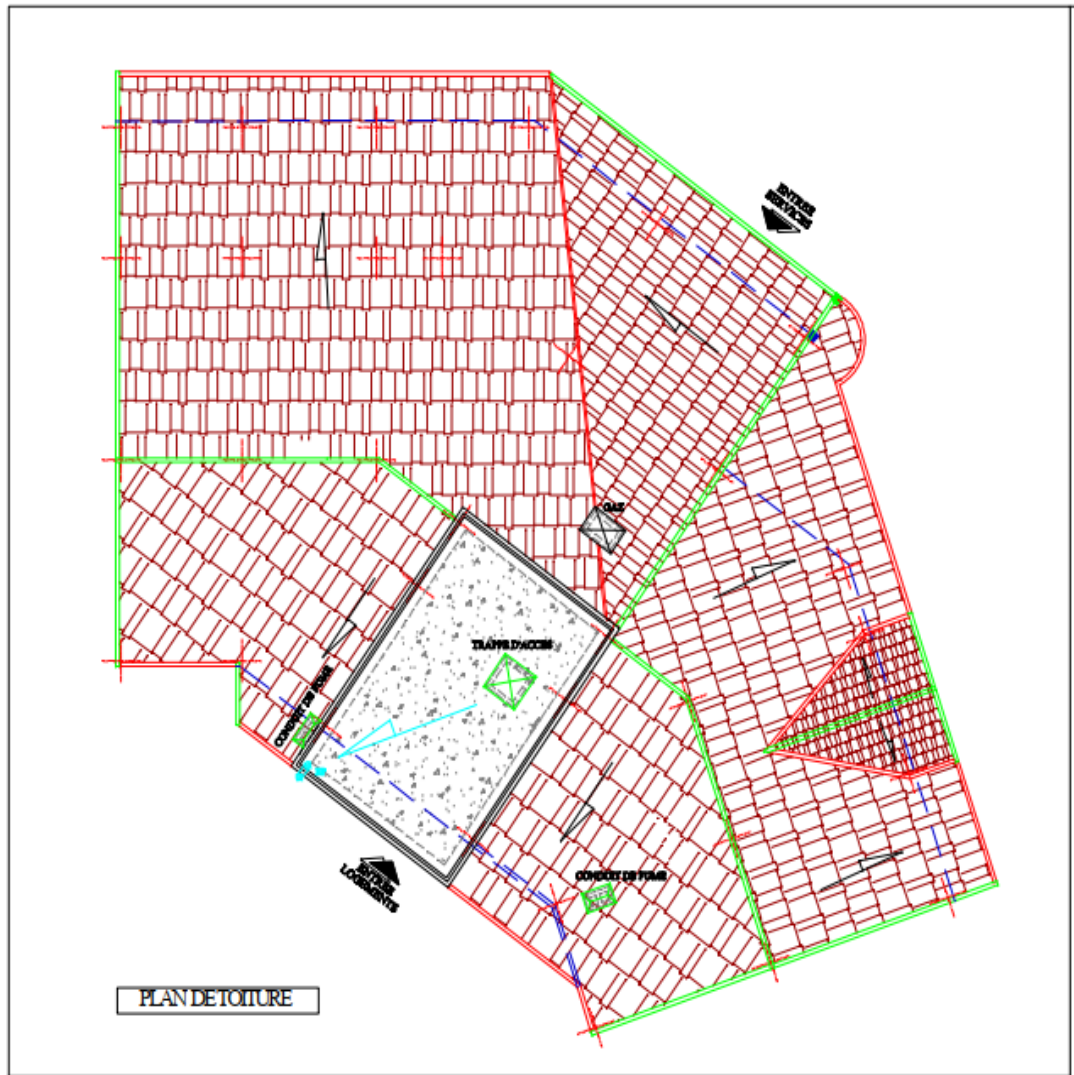


Figure. I.1 : Vue en plan toiture.



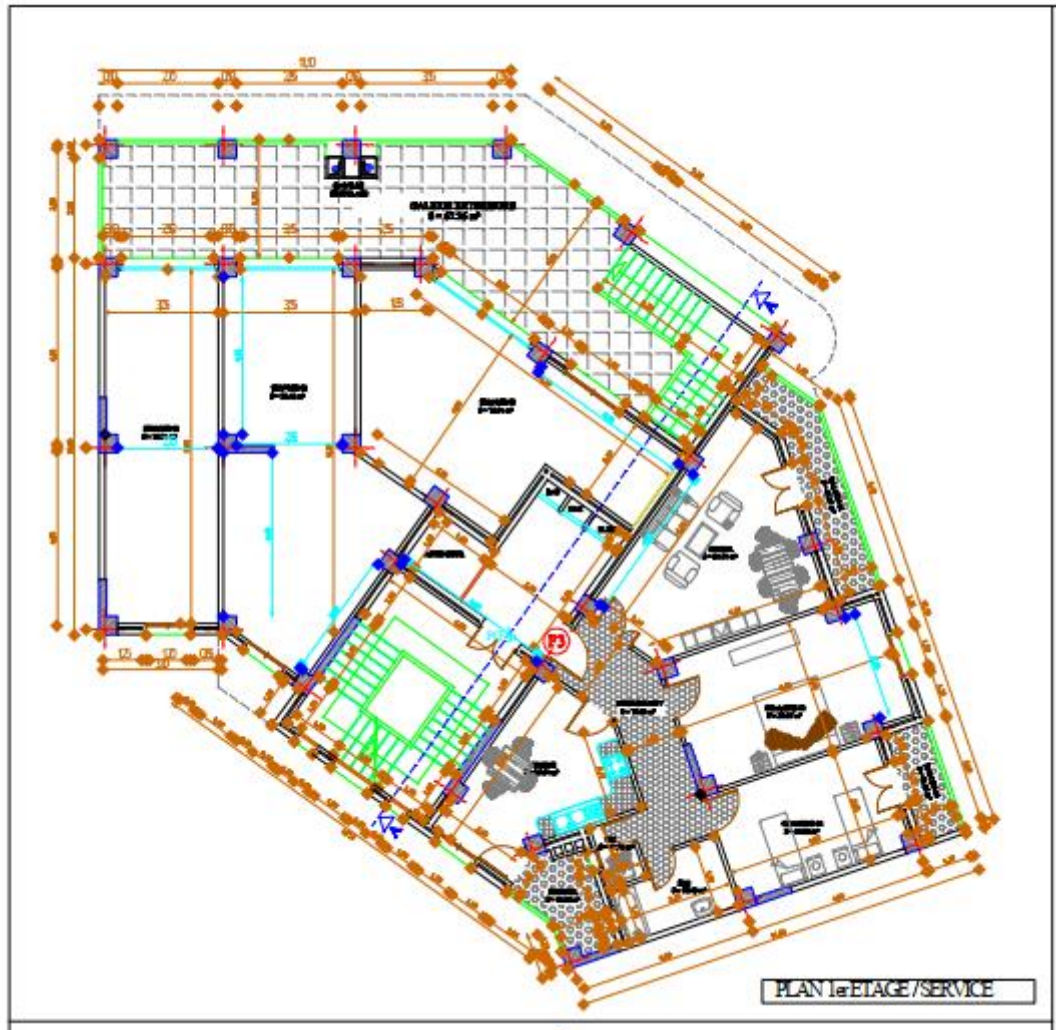


Figure. I.3 : Vue en plan 1<sup>er</sup> étage/service.







Figure. I.5 : Vue en plan entre sol.

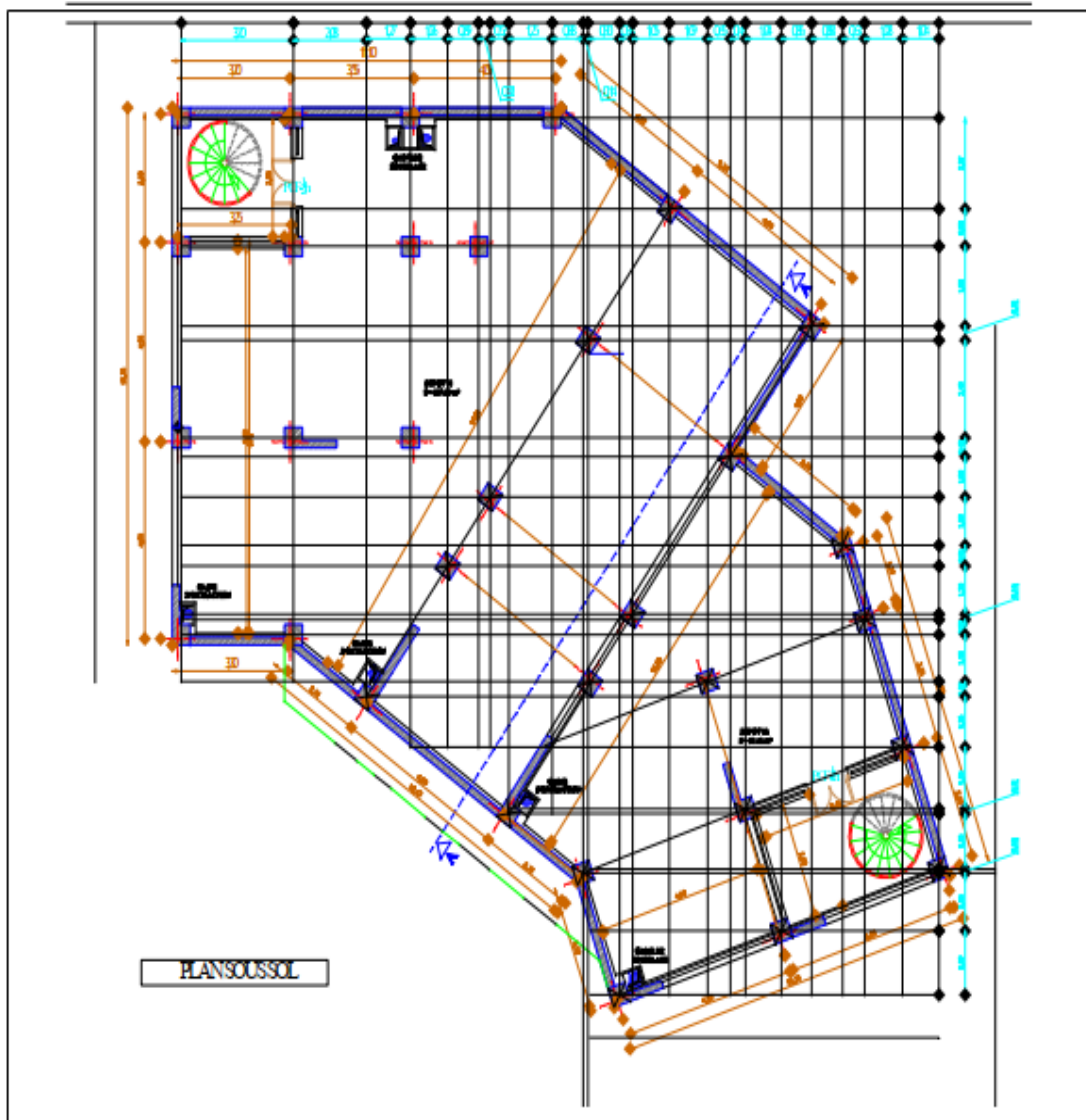
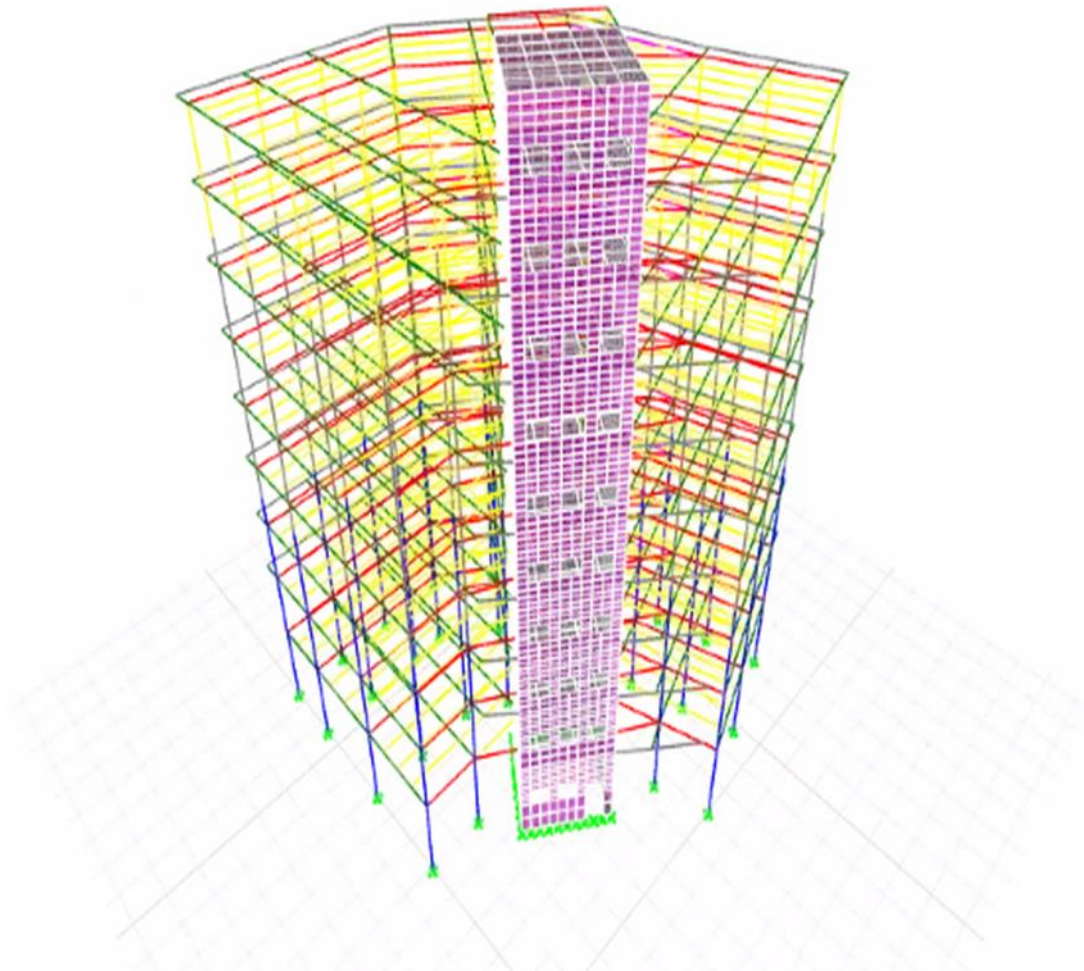


Figure. I.6 : Vue en plan sous-sol.





Figure. I.7 : Coupe A-A.



**Figure. I.8 : Vue en 3D de la structure.**

### **I.1.Introduction**

Une étude architecturale d'un projet donné d'un bâtiment se base généralement sur les aspects fonctionnels et aménagement optimisé des espaces, alors qu'une étude structurale est plutôt orientée vers l'aspect stabilité / résistance et économie du projet, où l'ingénieur génie civil doit élaborer sa conception structurale en tenant compte des aspects suivants :

- L'usage de la structure ;
- La stabilité et la résistance ;
- L'aspect économique.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la conception du bâtiment concerné par cette thèse, d'un point de vue architecturale (usage et géométrie) ainsi que structurale (type de structure matériaux, etc...).

### **I.2.Présentation architecturale de l'ouvrage**

Le bâtiment étudié est un ouvrage en rez-de-chaussée avec 8 étages en superstructure, supporté par un entre-sol et un sous-sol (**R+8+sous-sol+entre sol**). L'usage du bâtiment est organisé comme suit :

- Sous-sol pour les services (dépôt) ;
- Entre sol pour usage commercial ;
- Le RDC est à usage commercial ;
- Le premier niveau est à usage commercial ;
- Les sept autres niveaux sont à usage d'habitation dont chaque niveau contient trois appartements ;
- Terrasse inaccessible.

L'ouvrage comporte :

- 04 cages d'escaliers
  - Un escalier de trois volets d'entre soul jusqu'à dernier étage
  - Un escalier de deux volets de RDC jusqu'à 1 ère étage
  - Deux escaliers rendent (métallique) ruellé entre le sous-sol et l'entre soul
- 01 cage d'ascenseur.

**I.2.1. Implantation et site du projet**

L'ouvrage est implanté à wilaya de BOUIRA, classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003).



**Figure I.9: Localisation du projet.**

**I.2.2. Caractéristiques géométriques**

- **Dimensions en elevation**

Hauteur totale: 36.44m;

Hauteur d'étage : 3.08 m ;

Hauteur de RDC : 4.08 m ;

Hauteur de 1<sup>er</sup> étage : 3.40m ;

Hauteur de Sous-sol : 3.40 m ;

Hauteur entre sol : 4.08m ;

Hauteur local machinerie d'ascenseur : 2.96 m.

- **Dimensions en plan**

Longueur totale (sens longitudinal) : L =23.35 m ;

Largeur totale (sens transversal) : L =22.36 m.

### I.2.3. Conception structurale de l'ouvrage

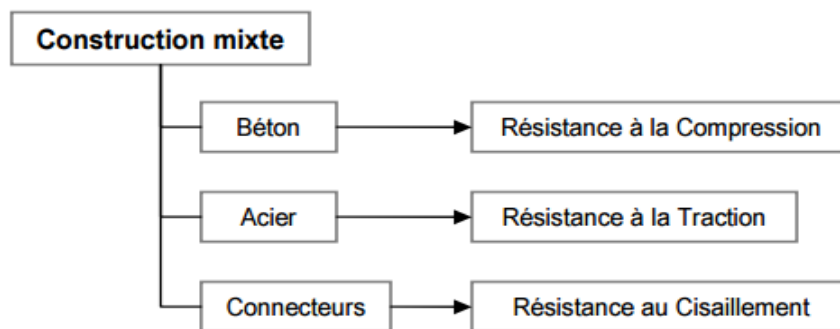
Le bâtiment sera conçu en ossature métallique contreventé avec un noyau en béton armé et /ou les portiques.

### I.2.4. Les Planchers Plancher mixte

- Introduction

On appelle un plancher mixte une dalle en béton sur des poutres en acier dont elle est solidaire. L'idée est venue d'associer deux matériaux complémentaires :

- Le béton qui résiste bien à la compression et mal à la traction ;
- L'acier qui résiste à la traction et mal à la compression due aux phénomènes d'instabilité (flambement, déversement et voilement).



**Figure I.10: Schéma simple pour construction mixte.**

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

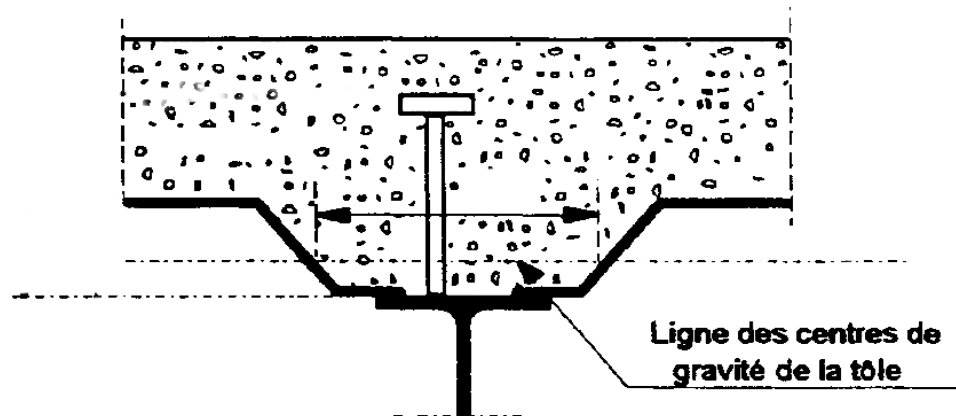


Figure I.11: Coupe du plancher collaborant.

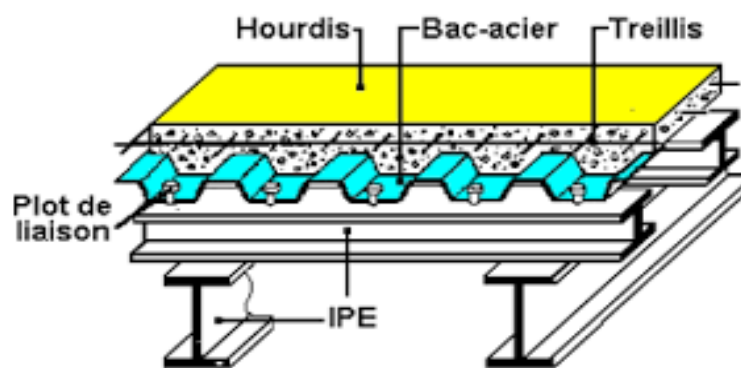


Figure I.12: Conception d'un plancher collaborant.

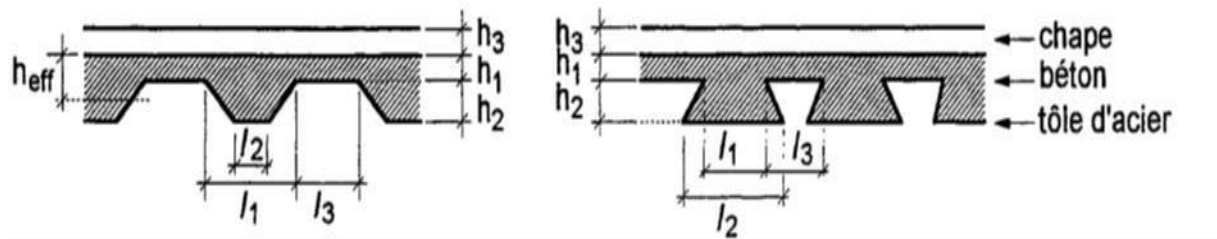
- **Résistance au feu**

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, variant entre (R30 et R120). Elle ne dépend que de l'épaisseur de la dalle. L'épaisseur efficace  $h_{\text{eff}}$  est donnée par les formules suivantes :

$$h_{\text{eff}} = h_c + 0.5 \times h_p \times \left( \frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_{\text{eff}} = h_c \left[ 1 + 0.75 \times \left( \frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \right] \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$h_t > 90 \text{ mm}$



- **Bac d'acier**

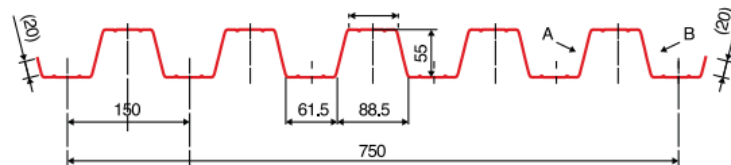
Le bac en acier utilisé comme un coffrage perdu à deux fonctions distinctes.

Au cours de la construction, il supporte la charge du béton mouillé et la charge de construction due aux ouvriers estimés entre  $0.75\text{KN/m}^2$  -  $1\text{KN/m}^2$ .

A la prise du béton, il joue le rôle d'un renforcement (armature) pour la dalle de béton pour les charges additionnelles tels que : charge d'exploitation, revêtement et cloisons.

Il existe une variété de formes du bac d'acier.

Le bac d'acier le plus utilisé en Algérie c'est le bac de type **Hi-bond55** dont les caractéristiques :



**Figure I.13: Bac d'acier type Hi Bond 55.**

Pour notre cas on a opté pour le **Hi-Bond 55** il permet :

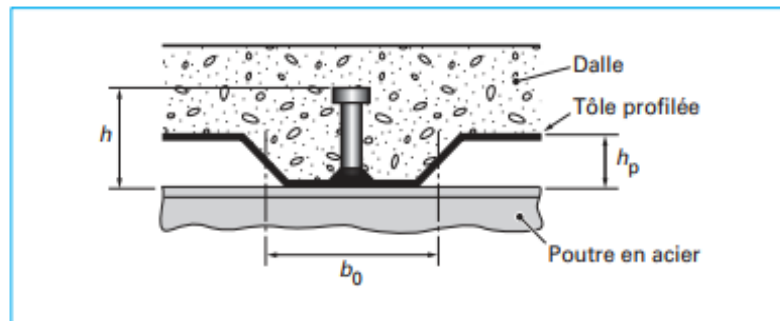
- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

- **Les connecteurs**

La fonction des connecteurs, répartis le long de l'interface acier béton d'une poutre mixte et généralement associés à des armatures transversales, est de **transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle.**

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

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



**Figure I.14: Goujon soudée.**

### **I.2.5. Escaliers**

Ils peuvent être droits ou hélicoïdaux, c'est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (**marches et paliers**) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

Les escaliers seront de type balancé et sont :

- Un escalier de trois volets d'entre soul jusqu'à dernier étage (béton armé) ;
- Un escalier de deux volets de RDC jusqu'à 1 ère étage (béton armé) ;
- Deux escaliers rendent (métallique) ruellé entre le sous-sol et l'entre soul.

### **I.2.6. Ascenseurs**

Notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur une cage d'ascenseur autoportante du l'entre sol jusqu'au 7ème étage.

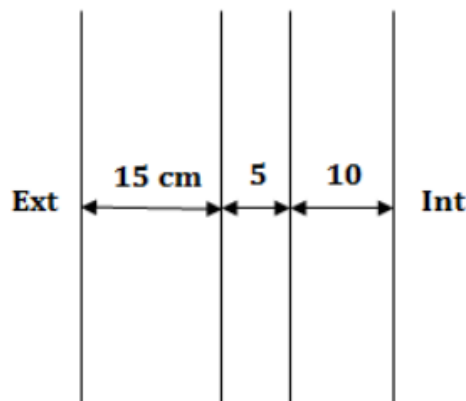




**Figure I.15: Cage d'ascenseur.**

**I.2.7. Maçonnerie**

- Pour les murs extérieurs :
  - Les murs sont en forme de doubles parois en brique creuse de 15 et de 10 cm, avec un vide d'air de 5 cm.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.



**Figure I.16 : Coupe sur un mur en double parois.**

- Pour les murs intérieurs :
  - Ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

**I.2.8. Infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé, elle doit assurer les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol ;
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

**I.3. Règlements techniques**

Les règlements utilisés sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».
- DTR.BC.2.41 Règles de conception des structures en béton armé « CBA93 ».
- BAEL91/version 99 Béton armé aux états limites.

**I.4.1. L'acier :**

C'est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extrait de matières premières, naturelles tirées du sous-sol (mine de fer et de carbone).

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

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210\,000\text{ MPa}$ .
- Module de cisaillement :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769\text{ MPa}$ .
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$ .
- Masse volumique  $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$ .

Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Tableau I.1: Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  pour les profilés.

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	$f_y$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- Caractéristiques mécaniques de l'acier

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques.

	Nuance	$F_y$ [MPa]
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.4.1. Béton

Le béton présente les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25$  MPa.
- La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1$  MPa.
- Masse volumique :  $\rho = 2500$  Kg/ m<sup>3</sup>.
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 305000$  MPa.

I.5. Les assemblages

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

Boulons à haute résistance (assemblage encastres) et boulon ordinaires (assemblage articulés).

Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celle des nuances d'acier utilisées.

***CHAPITRE II :***  
***ETUDE CLIMATIQUE***

## Chapitre II : Etude climatique

### II.1. Effet de vent

#### II.1.1. Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure [1]. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- La région ;
- Le site ;
- L'altitude ;
- Les dimensions de l'ouvrage.

#### II.1.2. Action du vent :

Les RNV 2013 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

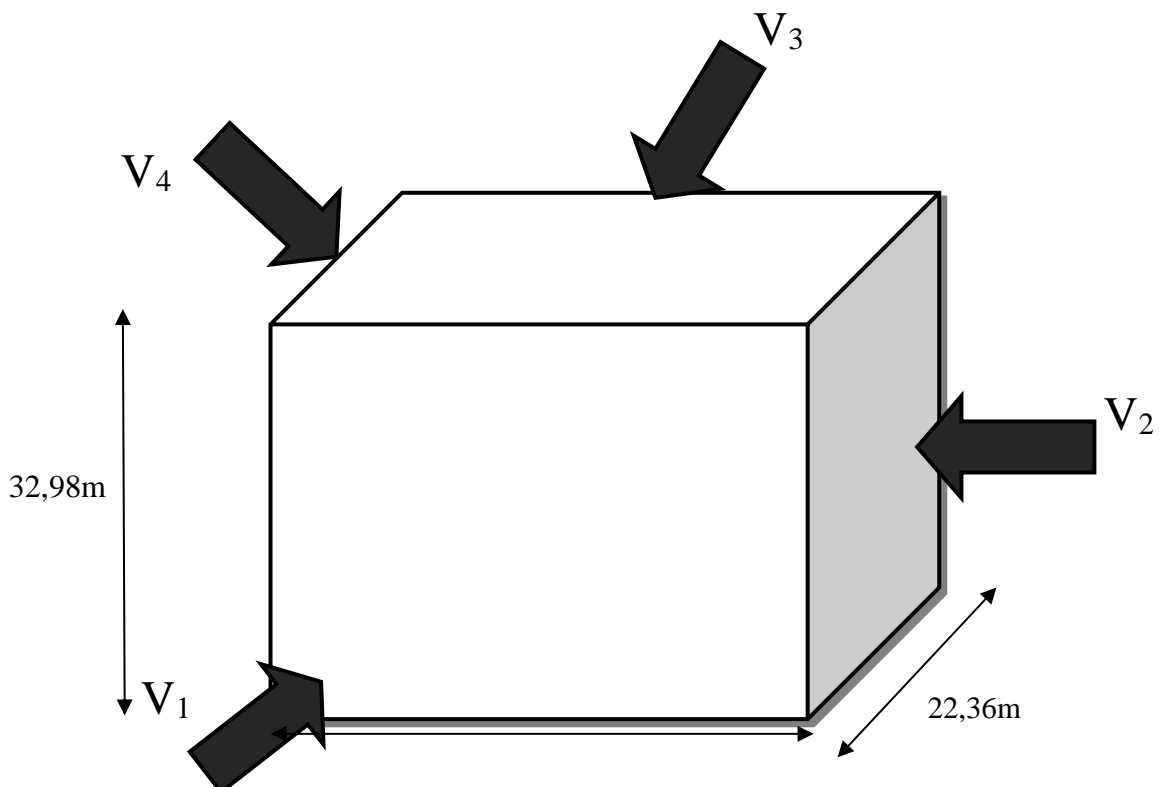


Figure II.1: Direction principale de vent.

- L'application des RNV 2013 exige les étapes suivantes :

### Coefficients de calcul

#### II.1.2.1 .Effet de la région

Notre structure est située à wilaya de BOUIRA communes BOUIRA dans a **zone II** dont la pression de référence est  $q_{ser} = 435N/m^2$

- Catégorie de terrain

La structure sera implantée en zone industrielle de la wilaya de BOUIRA (site plats altitude par rapport au niveau de la mer est 525m) donc la catégorie de terrain est **IV** D'où  
*Le facteur de terrain  $KT = 0,234$ ;*

*Le paramètre de rugosité  $z_0 = 1 m$ ;* (Tableau 2.4.[1]).

*La hauteur minimale  $z_{min} = 10$  ;*

*$\varepsilon = 0,67$  : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_a$ .*



Figure II.2 : Situation du site à l'échelle de l'agglomération [Google Maps].

**II.1.2.2 Détermination du coefficient d'exposition  $C_e(z_e)$**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z)$  est donnée par La formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) [1 + 7 \times I_v(z)] \quad (\text{§ 2.4.2.[1]}).$$

Avec :

$C_r$  : coefficient de rugosité; ( Cf § 2.4.4.[1]).

$C_t$  : coefficient de topographie; ( Cf § 2.4.5.[1]).

$z$  (en m) : est la hauteur considérée;

$I_v(z)$  : l'intensité de la turbulence. ( Cf § 2.4.6.[1]).

- **Détermination du coefficient de la rugosité  $C_r$**

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. ( Cf § 2.4.4.[1]).

Il définit par la formule :

$$C_r(z) = kt \times \ln \frac{z}{z_0} \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200$$

$$C_r(z) = kt \times \ln \frac{z_{min}}{z_0} \text{ pour } z \leq z_{min}$$

Avec :

$kt$  : facteur de terrain  $z_0$  paramètre de rugosité

$z_{min}$  hauteur minimale

$Z$  : hauteur considéré

- **Coefficient de topographie**

Le coefficient de topographies  $C_t(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées etc. Le site est plat, le coefficient de topographie  $C_t = 1$ . ( Cf § 2.4.5.[1]).

- **Intensité de turbulence**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart de type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et donnée par l'équation. ( Cf § 2.4.6.[1]).

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})} \quad \text{pour } z \geq z_{min}$$

$$Iv(z) = \frac{1}{ct(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

- **Paramètre de calcul**
- **Direction du vent V1 (0°)**

La hauteur de référence  $z_e$

Pour les murs au vent

On a :  $a = 23,35$  ,  $h = 32,98m$  ,  $d = 22,36m$

$$b < h \leq 2b \quad \longrightarrow \quad 23,35 < 32,98 \leq 46,7$$

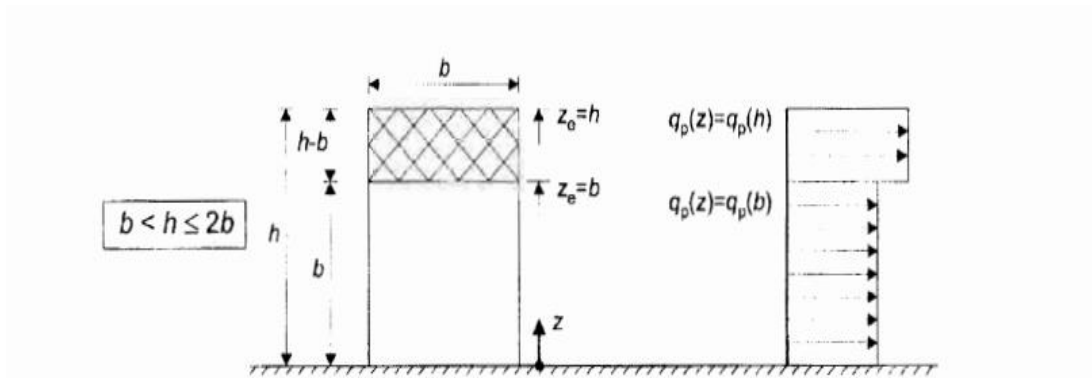


Figure II.3: hauteur de référence  $z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

Pour les murs perpendiculaires au vent  $z_e = h = 32,98m$  Et  $z_e = b = 23,35m$ .

### II.1.3. Calcul de la pression

#### II.1.3.1. Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ :

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

$$Q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \text{ (N/m)} \quad (\text{Cf § 2.3..[1]}).$$

Tel que :  $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$  (Tableau 2.2.[1]).

	<b><math>z_e(m)</math></b>	<b><math>C_r</math></b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>I_v</math></b>	<b><math>C_e</math></b>	<b><math>Q_p(N/m^2)</math></b>
<b><math>z_e(b)</math></b>	23,35	0,737	1	0,317	1,758	760,38
<b><math>z_e(h)</math></b>	32,98	0,818	1	0,286	2	870

#### II.1.3.2. Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ :

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.



C<sub>pe</sub> s'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

Avec :

• **Direction v1**

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m<sup>2</sup>

Pour cette direction du vent on a :  $b = 23,35$  ,  $h = 32,98m$  ,  $d = 22,36m$

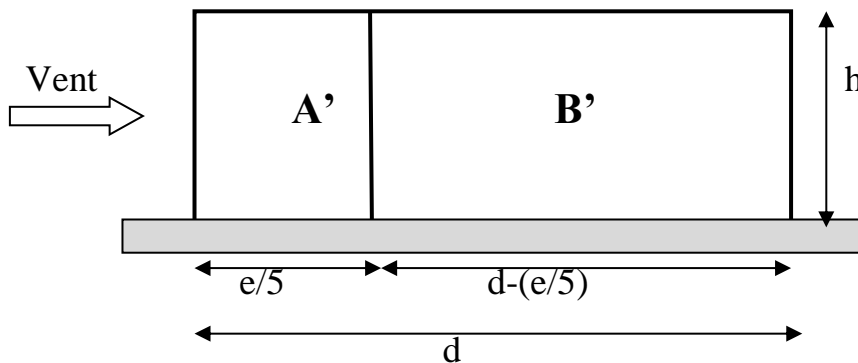
et  $e = \min[b, 2h] = [23,35; 65,96] \rightarrow e = 23,35m$ .

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

h : La hauteur total de la construction.

Et on a :  $d = 22,36 \text{ m} \leq e = 23,35m$ .

Donc on utilise la légende suivante



**Figure II.4: Légende relative aux murs verticaux.**

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

**Tableau II.1: Caractéristique des zones.**

Zone	A'	B'	D	E
surface	154,02	583,416	770,083	770,083
C <sub>pe</sub>	C <sub>p10</sub>	C <sub>p10</sub>	C <sub>p10</sub>	C <sub>p10</sub>
Valeur C <sub>pe</sub>	-1	-0,8	+0,8	-0,3

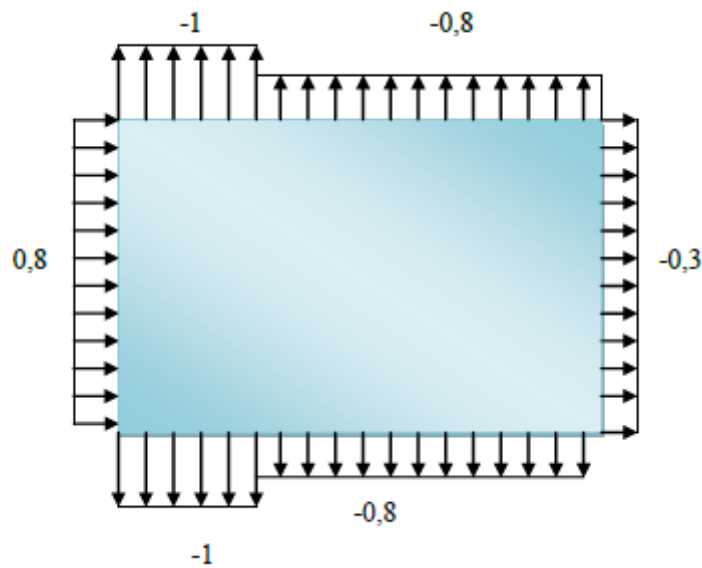


Figure II.5: Zone de pression pour les parois verticales.

- La terrasse

Notre cas de structure c'est d'une toiture à deux versants dont  $\alpha = 15^\circ$  il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ( § 5.1.5.1.chp5[1]).

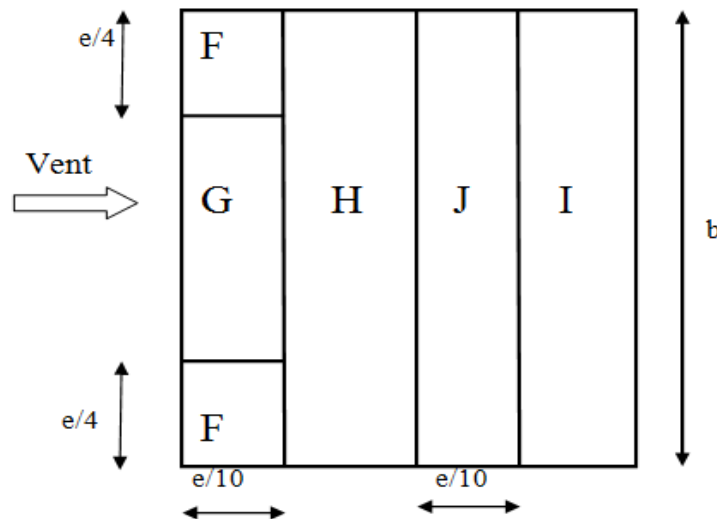


Figure II.6: légende pour les toitures à deux versants.

$b$  : Dimension de cote perpendiculaire au vent;

$$e = \min [b : 2h] ;$$

$b = 23,35m, h = 35,94m, d = 22,36m;$

$$e = \min [b, 2h] = [23,35 ; 71,88] \rightarrow e = 23,35 m.$$

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m <sup>2</sup> )	13,632	27,259	218,089	218,089	54,522

• **Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$**

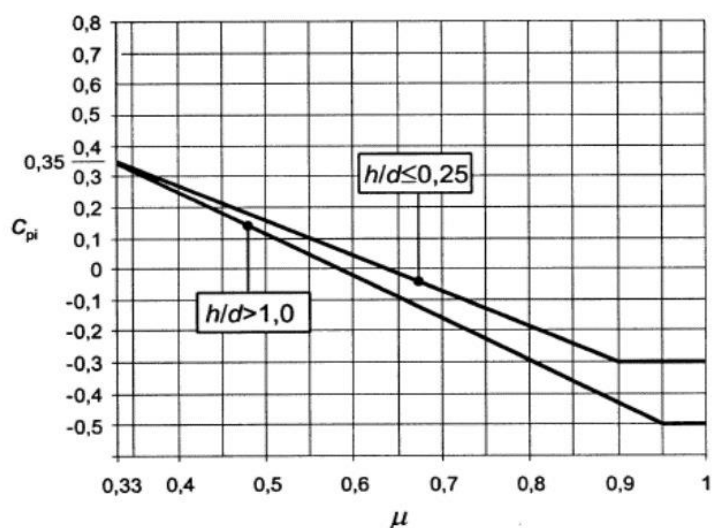
Les valeurs de  $C_{pe10}$  dépendent par l'angle de pente ( $\alpha = 15^\circ$ ) suivant le tableau 5.4.

**Tableau II.2: Caractéristique des zones (LA TERASSE V1).**

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m <sup>2</sup> )	13,632	27,259	218,089	218,089	54,522
$C_{pe}$	$C_{p10}$	$C_{p10}$	$C_{p10}$	$C_{p10}$	$C_{p10}$
Valeur de $C_{pe}$	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	+0,2	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0

**II.1.3.3. Détermination de coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$**

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air. ( § 2.2.2.chap.5[1]).



**Figure II.7: Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominants.**

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et ( $\mu_p$ ) l'indice de perméabilité donné par :

**a. Vérification des conditions de la toiture isolée :**

	Surfaces des ouvertures dans la face (m <sup>2</sup> )	Surface de la face (m <sup>2</sup> )	%
<b>FACE 1</b>	115,778	537,42	21,54%
<b>FACE 2</b>	77,68	559,14	13,89%
<b>FACE 3</b>	57,82	537,42	10,75%
<b>FACE 4</b>	0	463,56	0%
<b>FACE 5 Toiture</b>	0	838,18	0%

**b. Vérification des conditions de la face dominante :**

	Surfaces des ouvertures dans la face (m <sup>2</sup> )	2x Surface des ouvertures des autres faces (m <sup>2</sup> )	Souv >2xSouv autre face
<b>FACE 1</b>	115,778	2*(77,68+57,82+0+0)=271	NON
<b>FACE 2</b>	77,68	2*(115,778+57,82+0+0)=347,196	NON
<b>FACE 3</b>	57,82	2*(115,778+77,68+0+0)=386,916	NON
<b>FACE 4</b>	0	2*(115,778+77,68+57,82+0)=502,55	NON
<b>FACE 5 Toiture</b>	0	2*(115,778+77,68+57,82+0)=502,55	NON

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

Pour la direction V<sub>1</sub>  $\frac{h}{d} = \frac{32,98}{22,36} = 1,47 > 1$

$$\mu_p = \frac{v_1 + v_2 + v_3}{v_1 + v_2 + v_3 + v_4} = \frac{0}{0} = 0,3 \implies C_{pi} = +0,35$$

**II.1.4. Détermination de la pression aérodynamique**

La pression aérodynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide des formules suivants :

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

- $W(z_j) = (ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$  (§ 2.5.2.[1]).

Si les deux faces de la paroi sont extérieures (cas d'éléments isolés tels que toitures isolées, balcon, etc)

- $W(z_j) = (ze) \times C_{p, net} [N/m^2]$

Si les deux faces de la paroi sont intérieures

- $W(z_j) = Q_p(ze) \times [C_{pi1} - C_{pi2}] [N/m^2]$

On a :  $W(z_j) = Q_p(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$

Avec :

$(ze=b) = 760,38 [N/m^2]$

$(ze=h) = 870 [N/m^2]$

pour  $C_{pi1} = +0,35$

**Tableau II.3: La pression aérodynamique pour  $C_{pi1} = +0,35$  (direction V1).**

		A'	B'	D	E
<b>Z<sub>e</sub>(b)</b>	<b>Q<sub>p</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>	760,38			
	<b>C<sub>pe</sub></b>	-1	-0,8	+0,8	-0,3
	<b>C<sub>pi</sub></b>	+0,35			
	<b>W<sub>1</sub></b>	-1026,513	-874,437	342,171	-494,247
<b>Z<sub>e</sub>(h)</b>	<b>Q<sub>p</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>	870			
	<b>W<sub>2</sub></b>	-1174	-1000,5	391,5	-565,5



• **Direction du vent V1 (90°)**

La hauteur de référence  $z_e$

Pour les murs au vent

On a :  $b = 22,36m$ ,  $h = 28,90 m$ ,  $d = 23,35m$

$b < h \leq 2b \implies 22,36 < 28,90 \leq 57,8$

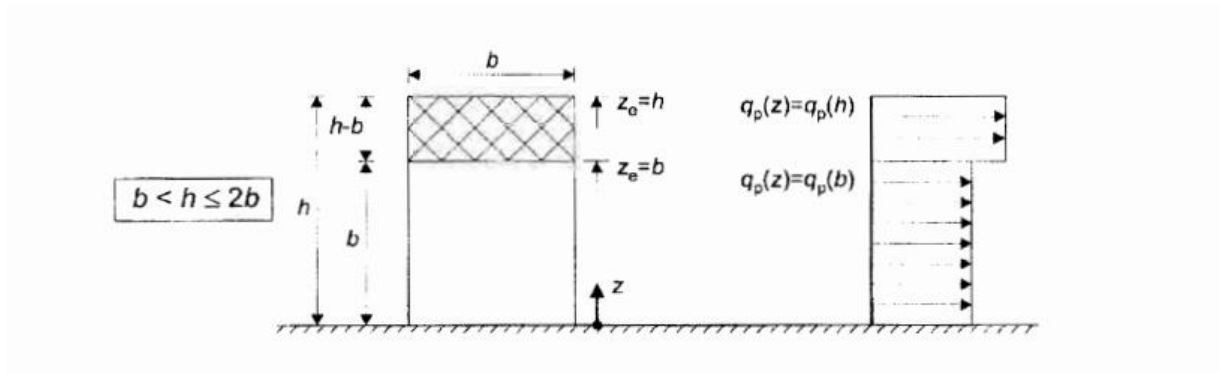


Figure II.9: Hauteur de référence  $z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

Pour les murs perpendiculaires au vent  $z_e = h = 28,90m$

Et  $z_e = b = 22,36m$

Avec :  $q_{réf} = 435 N/m^2$

Tableau II.5: Caractéristique des zones.

	$z_e(m)$	$C_r$	$C_t$	$I_v$	$C_e$	$Q_p(N/m^2)$
<b><math>z_e(b)</math></b>	22,36	0,727	1	0,322	1,720	748,2
<b><math>z_e(h)</math></b>	28,90	0,787	1	0,297	1,907	829,545

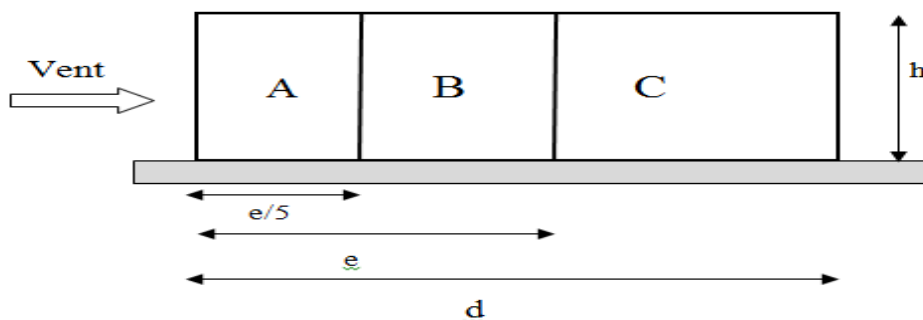


Figure II.10: Légende relative aux murs verticaux.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

Tableau II.6: Caractéristique des zones.

Zone	A	B	C	D	E
surface	129,241	516,963	28,611	646,204	64,6204
C <sub>pe</sub>	C <sub>p10</sub>	C <sub>p10</sub>	C <sub>p10</sub>	C <sub>p10</sub>	C <sub>p10</sub>
Valeur C <sub>pe</sub>	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

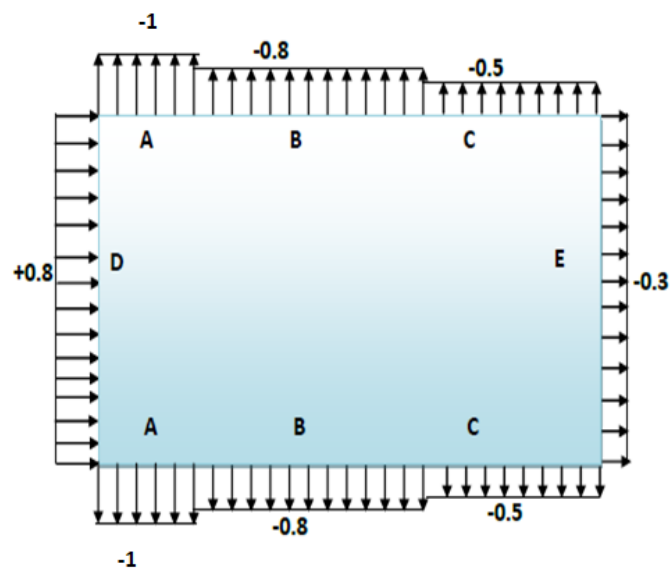


Figure II.11: Zone de pression pour les parois verticales.

- La terrasse

Notre cas de structure c'est d'une toiture à deux versants dont  $\alpha = 15^\circ$  il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ( § 5.1.5.1.chp5[1]).

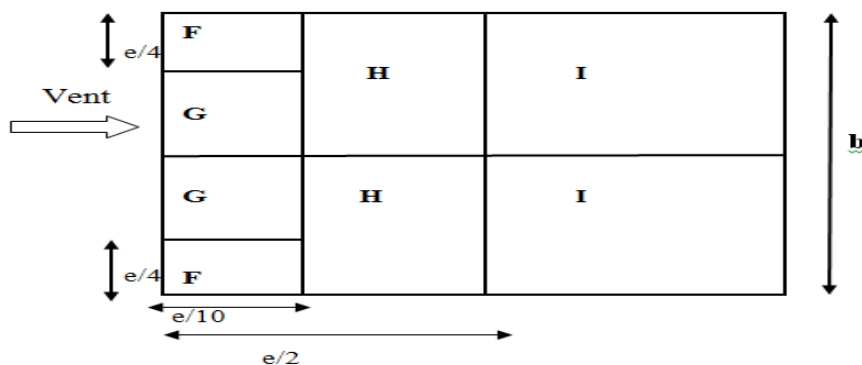


Figure II.12: Légende pour les toitures à deux versants.



$b$  : dimension de cote perpendiculaire au vent

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 22,36m, h = 31,86m, d = 23,35m$$

$$e = \min [b, 2h] = [22,36 ; 63,72] \rightarrow e = 22,36 m.$$

Zone	F	G	H	I
Surface (m <sup>2</sup> )	7,142	17,857	99,994	124,992

• **Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$**

Les valeurs de  $C_{pe10}$  dépendent par l' angle de pente ( $\alpha = 15^\circ$ ) suivant le tableau 5.4.

**Tableau II.7: caractéristique des zones (LA TERASSE V<sub>2</sub> et V<sub>4</sub>).**

Zone	F	G	H	I
Surface (m <sup>2</sup> )	7,142	17,857	99,994	124,992
$C_{pe}$	$1m^2 < S_F < 10m^2$	$C_{p10}$	$C_{p10}$	$C_{p10}$
Valeur $C_{pe}$	-1,4	-1,3	-0,6	-0,5

• **Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  pour la zone F**

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

$$1 \text{ m}^2 < S_F = 7,142 < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = -2 + (-1,3 + 2) \times \log_{10}(7,142) = -1,40$$

• **Détermination de coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$**

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et ( $\mu_p$ ) l'indice de perméabilité donné par

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

Pour la direction V<sub>1</sub>  $\frac{h}{d} = \frac{28,90}{23,35} = 1,23 > 1$

$$\frac{V_2 + V_3 + V_4}{V_1 + V_2 + V_3 + V_4}$$

$$\mu_p = \frac{81,72 + 67,27}{148,99 + 109,47} = 0,58 \quad \Longrightarrow \quad C_{pi} = -0,03$$

**Tableau II.8: La pression aérodynamique pour  $C_{pi1} = -0,03$  (direction  $V_2$  et  $V_4$ ).**

		A	B	C	D	E
<b><math>Z_e(b)</math></b>	<b><math>Q_p</math> (N/m<sup>2</sup>)</b>	748,2				
	<b><math>C_{pe}</math></b>	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3
	<b><math>C_{pi}</math></b>	-0,03				
	<b><math>W_1</math></b>	-725,754	-576,114	-351,654	621,006	-202,014
<b><math>Z_e(h)</math></b>	<b><math>Q_p</math> (N/m<sup>2</sup>)</b>	829,545				
	<b><math>W_2</math></b>	-804,659	-638,750	-389,886	688,522	-223,977

- **Détermination de la pression aérodynamique**

On a :  $W(z_j) = q(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$  [ N/m<sup>2</sup>]

Avec :

( $z_e=b$ ) = 748,2 [ N/m<sup>2</sup>]

( $z_e=h$ ) = 829,545 [N/m<sup>2</sup>]

pour  $C_{pi1} = -0,03$

**Tableau II.9: La pression aérodynamique pour  $C_{pi1} = -0,03$  (LA TERASSE  $V_2$  et  $V_4$ ).**

		F	G	H	I
<b><math>Z_e(b)</math></b>	<b><math>Q_p</math> (N/m<sup>2</sup>)</b>	748,2			
	<b><math>C_{pe}</math></b>	-1,4	-1,3	-0,6	-0,5
	<b><math>C_{pi}</math></b>	-0,03			
	<b><math>W_1</math></b>	-1025,034	-950,214	-426,474	-351,654
<b><math>Z_e(h)</math></b>	<b><math>Q_p</math> (N/m<sup>2</sup>)</b>	829,545			
	<b><math>W_2</math></b>	-1136,477	-1053,522	-472,841	-389,886

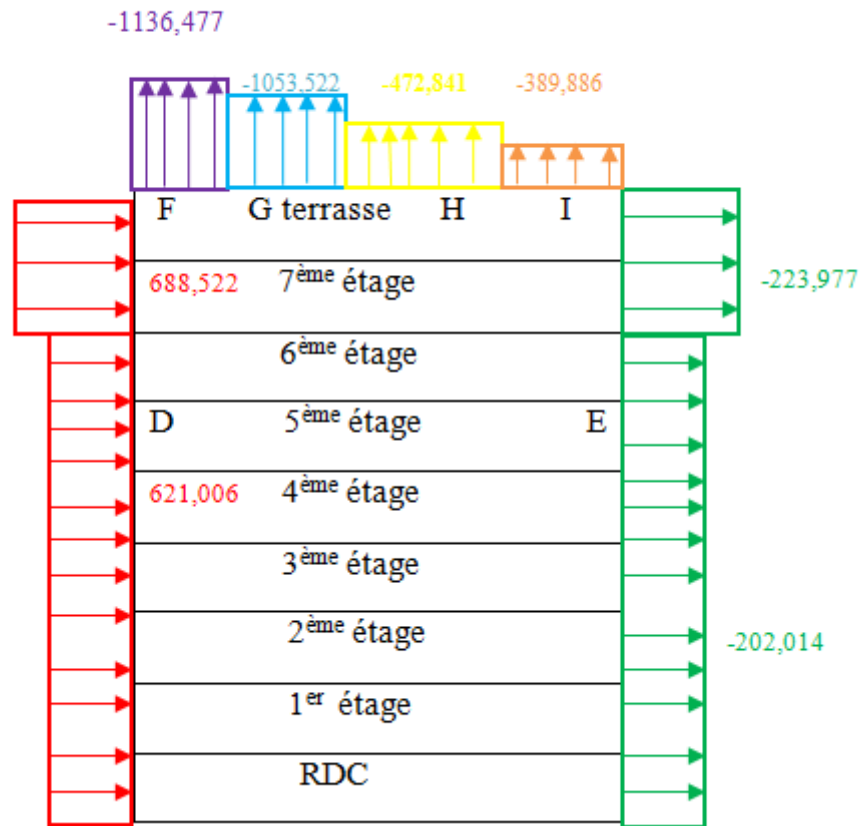


Figure II.13 : Distribution de la pression aérodynamique sur les parois.

### II.1.5. La force de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égales à la plus petite des valeurs (2b) et (4h)

Avec :

**D** : dimension en m de la construction parallèle au vent ;

**B** : dimension en m de la construction perpendiculaire au vent ;

**H** : hauteur en m de la construction.

#### Remarque

La force de frottement est négligeable si :  $s1 + s2 \leq 4 s3$ .

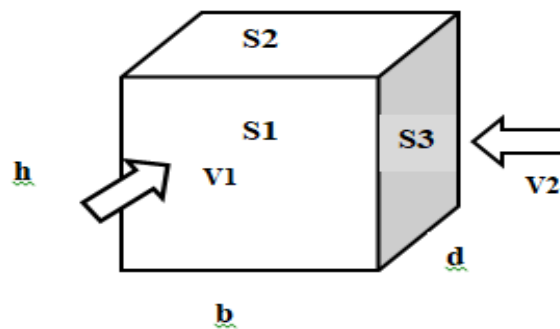


Figure III.14 : Représentation des surfaces aux vents.

$$S1 = d \times h = 22,36 \times 32,98 = 737,433 \text{ m}^2$$

$$S2 = b \times d = 23,35 \times 22,36 = 522,106 \text{ m}^2$$

$$S3 = b \times h = 23,35 \times 32,98 = 770,083 \text{ m}^2$$

$$S1 + S2 = 737,433 + 522,106 = 1259,539 \text{ m}^2 \leq 4 S3$$

$$4 S3 = 3080,332 \text{ m}^2$$

Donc  $S1 + S2 \leq 4 S3$  **OK vérifier**

La force de frottement est négligeable.

## II.2. Effet de neige

### II.2.1. Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en considération pour la vérification des éléments de la structure. Notre projet se trouve à une altitude de 525 m [1].

### II.2.2. Calcul des charges de neige

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :  $S = \mu \times S_k \text{ KN/m}^2$  (§ 3.1.1.[1])

Avec :

$S_k$  : Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige ;

$\mu$  : Coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

#### II.2.2.1. Charge de neige sur le sol

Notre projet est implanté à BOUIRA qui est classé en zone A avec une altitude d'environ 525m. Donc  $S_k$  est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} \text{ (§ 4.2.[1 ] )}$$

$$S_k = \frac{0.07 \times 525 + 15}{100} = \mathbf{0,5N/m^2}$$

Avec :

$H = 525m$  (altitude du site).

### **II.2.2.2. Coefficient de forme de la toiture**

La charge minimale de la neige  $S$  par unité de surface horizontale de toiture ou toute autre surface  $0^\circ < \alpha = 15^\circ < 30^\circ$  soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k. \text{ (§ 3.1.1.[1 ] )}$$

$S_k$  : (en KN/m<sup>2</sup>) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de zone de neige (cf. carte de neige);

$\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture est appelé coefficient de forme = 0,8.

$$S = 0,8 \times 0,5 = 0,41KN /m^2.$$

***CHAPITRE III :***  
***PRE-DIMENTIONNEMENT***  
***DES ELEMENTS***

## Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

### III.1. Introduction

Ce chapitre a pour but de pré-dimensionner les éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.) de façons assez directes proches des dimensions finales. On fait donc des approximations En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations.

#### III.1.1. Les planchers

Vu que la structure objet de ce projet est en structure métallique, les planchers sont en type plancher collaborant, composés principalement de deux matériaux : le béton et l'acier.

Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature.

En outre, l'ensemble est facile à poser, surtout lorsque la poutre peut supporter seule le poids propre de la dalle sans étai et que l'on peut coffrer les dalle sur des prédalles ou des bacs nervurés en acier, donc sans coffrage à réaliser sur place.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

Selon l'**EUROCODE 4** l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte,  $ht$  doit être d'au moins 80mm. L'épaisseur de béton  $hc$ , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme,  $ht$  doit être d'au moins 90mm et  $hc$  ne doit pas être inférieure à 50 mm donc on a choisi plancher collaborant.

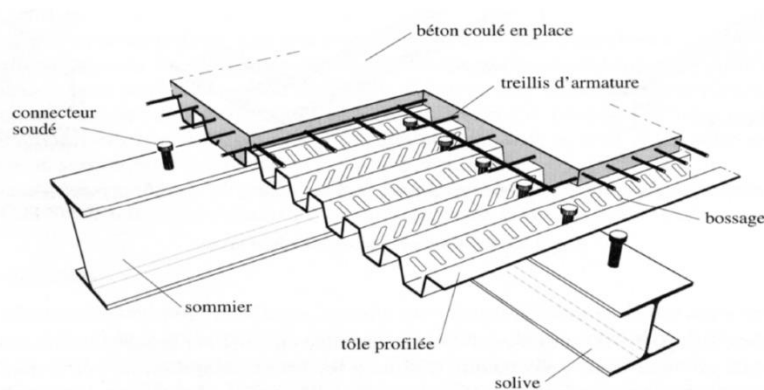


Figure III.1: Conception d'un plancher collaborant.

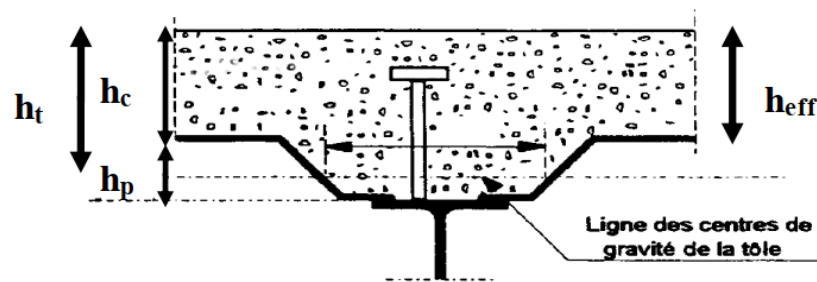


Figure III.2: coupe du plancher collaborant.

• **Résistance au feu** (l'Eurocode 4, partie 1-2)

L'épaisseur efficace **heff** est donnée par les formules suivantes :

$$h_{\text{eff}} = h_c + 0,5 \times h_p \times \left( \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1,5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_{\text{eff}} = h_c \left[ 1 + 0,75 \times \left( \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \right] \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1,5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_t > 90 \text{ mm}$$

$$R90 \Rightarrow h_{\text{eff}} \geq 100 \text{ mm}$$

$$\text{Hi-bond 55.750; } h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm;}$$

$$\frac{h_p}{h_c} = \frac{55}{95} = 0,58 \leq 1,5 \text{ donc } h_{\text{eff}} = h_c + 0,5 \times h_p \times \left( \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right)$$

$$h_{\text{eff}} = 95 + 0,5 \times 95 \times (1) = 122,5 \text{ mm}$$

Donc nous prenons **ht = 150 mm.**

**III.1.1.1. Méthode de calcul**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction (articles 7.3.2.1, 7.4.1 et 7.5 de l'EC4 et rubrique 1-3 de l'EC3) ;
- Phase finale articles 7.3.2.2, 7.4.2 et 7.6 de l'EC4.

• **Phase de construction**

Elle correspond à la phase de bétonnage de la dalle (béton n'a pas encore fait prise). La résistance est alors assurée par le profilé métallique seul il reprend les charges et surcharges suivantes :

- Le poids propre du profilé ;
- Le poids propre du béton frais ;
- La surcharge de construction (ouvrier) ;
- Le poids propre du bac d'acier.



- **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la résistance est maintenant assurée par la section mixte elle reprend les charges et les surcharges suivantes :

- Le poids propre du profilé ;
- Le poids propre du béton (sec) ;
- La surcharge d'exploitation ;
- Le poids des finitions.

**Largueur de la dalle collaborant**

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2L/8 \\ b \end{array} \right. \quad \text{Avec :}$$

- L : longueur libre d'une poutre simplement appuie ;
- b : entraxe entre les poutres.

**III.1.1.2. Estimation des charges des planchers****III.1.1.2.1. Plancher courant :**

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges nécessaires à être appliquées sur la structure et dont leur rôle est très prépondérant dans l'étude de la résistance et la stabilité de la structure.

- Action permanentes

L'épaisseur de la dalle pour le plancher courant est de 15 cm.

Tableau III.1 : Charge permanente plancher courant.

Type	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Cloison	/	0,1	1
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	/	0,02	0,405
Faux plafond	/	/	0,3
Dalle BA	25		3
Bac d'acier	/	/	0,13
Climatisation	/	/	0,4
			$\Sigma G = 5,63$

III.1.1.2.2. Plancher terrasse inaccessible

- Action permanentes

Tableau. III.2 : Charge permanente terrasse inaccessible.

Type	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Etanchéité multi couche	/	0,02	0,12
Faux plafond	/	/	0,3
Dalle BA	25	0,15	3
Bac d'acier	/	/	0,13
Climatisation	/	/	0,4
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Gravions de protection	/	0,04	0,8
Béton en forme de pente 1%	/	/	2,2
			$\Sigma G = 7,11$

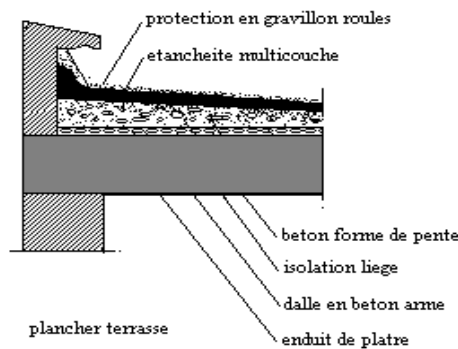


Figure III.3 : Plancher terrasse.

• **Surcharge d’exploitation**

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquents l’immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l’ouvrage et qui sont inscrits dans DTR BC 2.2 partie 7.2.1.

- Plancher terrasse inaccessible .....1 kN/m<sup>2</sup>.
- Plancher courant (usage habitation).....1,5 kN/m<sup>2</sup>.
- Plancher courant (usage commerce).....5kN/m<sup>2</sup>.
- Escalier .....2,5kN/m<sup>2</sup>.

**III.1.2. Pré-dimensionnement des solives**

Les solives sont des poutrelles utilisées généralement en section IPE ou IPN, ils travaillent en flexion simple, leur espacement dépend du bac d’acier utilisé. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties.

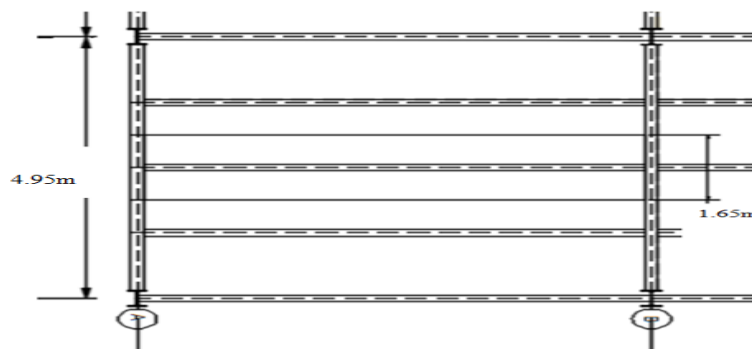


Figure III.4 : Schéma solives.

**III.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible**

L (solive) = 3,35m.

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

$$0,134 \leq h \leq 0,223$$

On possède **IPE 140** comme profilé.

**Tableau III.3: Caractéristique du profilé IPE 140.**

Désignation Abrégée	Poids	section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm <sup>2</sup> )	H (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
IPE 140	12,8	1643	140	73	6,9	4,7
	<b>Caractéristiques</b>					
	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> ) ×10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> ) ×10 <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> (mm <sup>4</sup> ) ×10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	
	541,2	44,92	88,34	57,4	16,5	

**III.1.2.1.1.Phase de construction**

- Charge
  - Poids propre du profilé ..... 0,128kN/ml ;
  - Poids propre du béton frais (15cm).....3 kN/m<sup>2</sup> ;
  - Poids du bac d’acier.....0,13 kN/m<sup>2</sup> ;
  - Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m<sup>2</sup>.
- **Combinaisons des charges**

L’entraxe entre les solives est de 1,65 m.

**ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35g_{solive} + (1,35G_b + 1,35G_b + 1,5Q) \times 1,65$$

$$q_u = 1,35 \times 0,128 + (1,35 \times 3 + 1,35 \times 0,13 + 1,5 \times 0,75) \times 1,65$$

$$q_u = 9 \text{ kN/ml}$$

**ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{\text{solive}} + (G_b + G_b + Q) \times 1,65$$

$$q_s = 0,128 + (3 + 0,13 + 0,75) \times 1,65$$

$$q_s = 6,53 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification à la flexion**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(88,34 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6})}{1,1} = 22,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times (L)^2}{8} = \frac{9 \times (3,35)^2}{8} = 12,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 12,62 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 22,09 \text{ kN.m} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

Où  $V_{plrd}$ : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 110,36 \text{ kN}$$

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

$$A_v = 764,63 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times (L)}{2} = \frac{9 \times (3,35)}{2} = 15,07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15,07 \text{ kN} < V_{plrd} = 110,36 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 15,07 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 55,18 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.

• **Vérification au déversement**

En résistance des matériaux, le déversement est un phénomène d'instabilité affectant une poutre subissant un moment de flexion.

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

**IPE 140 de classe 1** ( $K=1$  ;  $C_1=1,132$  ;  $K_w=1$  ;  $\beta_w=1$ )

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1 \times 3,35}{16,5} = 203,03}{\sqrt{1 \times \left(\frac{1}{1}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{1 \times 3,35 / 16,5}{140 / 6,9}\right)^2}^{0,25}} = 1,158$$

$$\lambda_{LT} = 175,33$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec } \lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 86,40$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 2,03$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2)) + \overline{\lambda}_{LT}^2$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profils lamines

$$\phi_{LT} = 2,75$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2)}}$$

$$\chi_{LT} = 0,217$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{brd} = 0,217 \times 1 \times 88,34 \times 10^3 \times \frac{275}{1}$$

$$M_{brd} = 5,272 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 3,74 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 3,74 \text{ kN.m} < M_{brd} = 5,272 \text{ kN.m}$$

C'est vérifié.

• Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que:

$$f_{1}^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f}$$

$$f_{1}^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{6,53 \times (\frac{3350}{2})^4}{2,1 \times 10^5 \times 542,2 \times 10^4}$$

$$f_{1}^{\max} = 0,587 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L/2}{250}$$

$$\bar{f} = 6,7 \text{ mm}$$

$$f_{1}^{\max} = 0,587 \text{ mm} < \bar{f} = 6,7 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifié.}$$

III.1.2.1.2. Phase finale

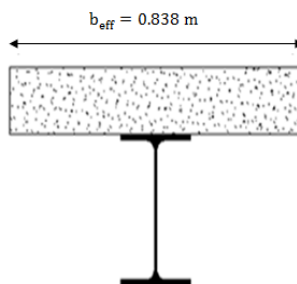
Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont : [6].

- Poids propre du profilé ..... 0,128kN/ml ;
- Poids propre du béton (15cm).....3 kN/m<sup>2</sup> ;
- Poids du bac d'acier.....0,13 kN/m<sup>2</sup> ;
- Surcharge d'exploitation.....1KN kN/m<sup>2</sup> ;

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{matrix} 2L/8 \\ b \end{matrix} \right. = \inf \left\{ \begin{matrix} 0,838 \text{ m} \\ 2,47 \text{ m} \end{matrix} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 0,838 \text{ m}$$



• **Combinaisons des charges**

**ELU**

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

$$q_u = 1,35 [gp + (G_t \times e)] + 1,5(Q_t \times e)$$

$$q_u = 1,35 [0,128 + (7,11 \times 1,65)] + 1,5 (1 \times 1,65)$$

$$q_u = 18,48 \text{ kN/m}$$

**ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = gp + (G_t \times e) + (Q_t \times e)$$

$$q_s = 0,128 + (7,11 \times 1,65) + (1 \times 1,65)$$

$$q_s = 13,50 \text{ kN/ml}$$

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

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_b \quad \text{Avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 838 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 1537,92 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$R_{\text{acier}} = 1643 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 451,825 \text{ kN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

• **Vérification à la flexion**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{plrd} = 451,825 \times \left( \frac{0,14}{2} + 0,095 + 0,055 - \frac{451,825 \times 0,14}{1537,92 \times 2} \right)$$

$$M_{plrd} = 90,11 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{18,48 \times 3,35^2}{8}$$

$$M_{sd} = 25,92 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 25,92 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 90,11 \text{ kNm} \quad \text{C'est vérifié.}$$



- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times A_v \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 110,36 \text{ kN}$$

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

$$A_v = 764,63 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{18,48 \times 3,35}{2} = 30,95 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 30,95 \text{ kN} < V_{plrd} = 110,36 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 30,95 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 55,18 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

- **Vérification de la rigidité**

$$f_{2}^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

$$q_s = 13,50 \text{ kN/ml}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,021 \end{cases}$$

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

$$I_c = \frac{1643(95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4(1 + 15 \times 0,021)} + \frac{838 \times 95^3}{12 \times 15} + 541,2 \times 10^4$$

$$I_c = 46581898,2 \text{ mm}^4$$

$$f_{2}^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{13,50 \times 3350^4}{2,1 \times 10^5 \times 46581898,2} = 2,26 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tot}} = f_{1}^{\max} + f_{2}^{\max} = 0,587 + 2,26 = 2,84 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tot}} = 2,84 \text{ mm} < \bar{f} = 13,4 \text{ mm}$$

C'est vérifié.

• **Calcul des connecteurs (connexion totale)**

Détermination de la résistance du goujon :

Type de goujon :

h=95mm

D=19mm

$$Prd = kt \times Inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{(Fck \times Ec)}}{\gamma_v} \\ 0,8 \times Fu \times \left( \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \right) \end{array} \right.$$

**Fck** : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm<sup>2</sup> ;

**Ec** : Module de Young de béton.....30500 MPa ;

**Fu** : Résistance caractéristique des connecteurs.....450 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left( \frac{h_{sc}}{d} \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases}$$

**$\alpha = 1$**

**KT** est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$KT = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires.

Nr : Nombre de goujon par nervure  $\leq 2$ , Nr = 1

h<sub>p</sub> = 55 mm ; h<sub>sc</sub> = 95 mm ; d = 19 mm ; b<sub>0</sub> = 88,5 mm

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

$$\frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left( \frac{95}{55} - 1 \right) = 0.82$$

$$\text{Prd} = kt \times \text{Inf} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{(25 \times 30,5 \times 10^3)}}{1,25} = 73133,29 \text{ N} \\ 0,8 \times 450 \times \left( \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} \right) = 81656,27 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$\text{Prd} = 59,969 \text{ Kn}$$

$$\text{RL} = \text{Inf} (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf} (1537,92; 451,825) = 451,825 \text{ kN}$$

$$\text{Nbr} = \frac{\text{RI}}{\text{Prd}} = \frac{451,825}{59,969} = 7,53$$

Soit N = 8 goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 16 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$Esp = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{3350}{16 - 1} = 223,33 \text{ mm}$$

Donc on prend 16 connecteurs, avec un espacement de 223,33mm.

**III.1.2.1. Calcul des solives des autres planchers**

Les résultats pour les deux types de plancher sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau III.4 : Solives des planchers.**

ETAGE COURANT		
$M_{sd} = 23,04 \text{ KN.m}$	$M_{pl,rd} = 90,11 \text{ kNm}$	Ratio : 25,50 %
$V_{sd} = 27,50 \text{ kN}$	$V_{pl,rd} = 110,36 \text{ kN}$	Ratio : 24,91 %
$f_{\text{max}} = 2,79 \text{ mm}$	$f_{\text{adm}} = 13,4 \text{ mm}$	Ratio : 22,16 %
RDC		
$M_{sd} = 35,19 \text{ kN.m}$	$M_{pl,rd} = 90,11 \text{ kNm}$	Ratio : 39,05 %
$V_{sd} = 58,95 \text{ kN}$	$V_{pl,rd} = 110,36 \text{ kN}$	Ratio : 53,41 %
$f_{\text{max}} = 3,85 \text{ mm}$	$f_{\text{adm}} = 13,4 \text{ mm}$	Ratio : 28,75 %

Donc on gardera les mêmes solives **IPE140** pour tous les planchers

**III.1.3. Pré dimensionnement des poutres principales**

**III.1.3.1. Plancher courant**

Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature ; une poutre reçoit des actions mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmet sur des appuis.

La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher courants a une portée de 4.95m, elle reprend deux charges concentrées qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la largeur de la semelle.

- **Pré-dimensionnement de la poutre principale**

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

$$0,198 \leq h \leq 0,33$$

**Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE400 (poutre principal).**

Désignation Abrégée	Poids	section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm <sup>2</sup> )	H (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
IPE 400	66,3	8446	300	180	13,5	8,6
	<b>Caractéristiques</b>					
	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> ) ×10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> ) ×10 <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> (mm <sup>4</sup> ) ×10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	
	23130	1318	1307	12,45	3,35	

**III.1.3.1.1.Phase de construction [6].**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profilé ..... 0,422 kN/ml ;
- Poids propre du béton frais (15cm).....3 kN/m<sup>2</sup> ;

- Poids du bac d'acier.....0,13 kN/m<sup>2</sup> ;
- Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m<sup>2</sup>.

• **Calcule les réactions des solives**

On calcule les réactions de solives pour chaque phase car le coulage du plancher (solives, poutre) se fait en même temps on utilise pour le calcul la formule suivants

$$R_{solive} = \frac{Q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

**ELU**

$$R_{solive} = 17,87 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad R_{solive} = 17,87 \times 2 = 35,74 \text{ KN}$$

**ELS**

$$R_{solive} = 13,01 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad R_{solive} = 13,01 \times 2 = 26,02 \text{ KN}$$

• **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre)

**ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times [(3 + 0,13) \times 0,15] + 1,5 \times 0,75 \times 0,15$$

$$q_u = 1,37 \text{ KN/ml}$$

**ELS**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_p$$

$$q_{ser} = 0,422 + (3 + 0,13 + 0,75) \times 0,15$$

$$q_{ser} = 1,117 \text{ KN/ml}$$

• **Vérification à la flexion**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{(628,4 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6})}{1,1} = 157,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{1,37 \times 4,95^2}{8} + \frac{35,74 \times 4,95}{2} = 92,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 92,65 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 157,1 \text{ kN.m} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \times 100 = 58,97\%$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 370,65 \text{ kN}$$

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

$$A_v = 2567,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} + \frac{2R_u \times L}{2} = \frac{1,37 \times 4,95}{2} + \frac{2 \times 35,74}{2} = 39,13 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 39,13 \text{ kN} < V_{plRd} = 370,65 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{plRd}$$

$$V_{sd} = 39,13 \text{ kN} < 0,5 V_{plRd} = 185,33 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

• **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{1}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

$$f_{1}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{1,117 \times (4950)^4}{2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4}$$

$$f_{1}^{max} = 0,498 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{2}^{max} = \frac{19 \times 35,74 \times 4950^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 0,012 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2 = 0,514$$

$$\bar{f} = 19,8 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0,514 \text{ mm} < \bar{f} = 19,8 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification au déversement**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les EC4. Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenue par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

**III.1.3.1.2.Phase finale** [6].

- Poids propre du profilé (IPE 400) .....gp = 0,422kN/m ;
- Charge permanente .....G = 6,39 kN/m<sup>2</sup> ;
- Surcharge d'exploitation ..... .Q = 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

• **Calcul des réactions des solives**

L'entraxe entre les solives est de 1,65 m.

**ELU**

$$R_{solive} = 20,156 \times \frac{3,35}{2} = 33,76 \text{KN} \quad \Longrightarrow \quad R_{solive} = 33,76 \times 2 = 67,52 \text{ KN}$$

**ELS**

$$R_{solive} = 14,747 \times \frac{3,35}{2} = 24,70 \text{KN} \quad \Longrightarrow \quad R_{solive} = 24,70 \times 2 = 49,4 \text{KN}$$

• **Combinaisons des charges (charge sur la semelle sup de la poutre)**

**ELU**

$$q_u = 1,35 \times [(G \times bP) + gp] + 1,5 \times Q \times bP$$

$$q_u = 1,35 \times [(5,63 \times 0,15) + 0,422] + (1,5 \times 1,5 \times 0,15)$$

$$q_u = 2,201 \text{KN/ml}$$

**ELS**

$$q_{ser} = gp + (G \times bP) + (Q \times bP)$$

$$q_{ser} = 0,422 + (5,63 \times 0,15) + 1,5 \times 0,15$$

$$q_{ser} = 1,606 \text{ kN/ml.}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 1,237 \text{ m} \\ 4,95 \text{ m} \end{array} \right. \right.$$

$$b_{eff} = 1,237 \text{ m}$$

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

$$R_{béton} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b \quad \text{Avec } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{béton} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 1237 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{beton} = 1664,796 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$R_{acier} = 5381 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 1603,525kN$$

$$R_{béton} > R_{acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton

• **Vérification à la flexion**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{plrd} = 1603,525 \times \left( \frac{0,30}{2} + 0,095 + 0,055 - \frac{1603,525 \times 0,30}{1664,796 \times 2} \right)$$

$$M_{plrd} = 249.381kNm$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{2,201 \times 4,95^2}{8} + \frac{67,52 \times 4,95}{2} = 173,85kN.m$$

$$M_{sd} = 173,85KN.m < M_{plrd} = 249,381 kN.m \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \times 100 = 69,71\%$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \tau_{mo}} = \frac{275 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 370,65 kN$$

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

$$A_v = 2567,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} + \frac{2R_u \times L}{2} = \frac{2,201 \times 4,95}{2} + \frac{2 \times 67,52}{2} = 72,96N$$

$$V_{sd} = 72,96KN < V_{plrd} = 370,65 kN \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$$

$$V_{sd} = 72,96KN < 0,5V_{plRd} = 185,325KN$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

• **Vérification de la rigidité**

$$f_2^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

$$q_s = 1,606 \text{ kN/ml}$$



$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,037 \end{cases}$$

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

$$I_c = 310077397,1 \text{ mm}^4$$

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{1,606 \times 4950^4}{2,1 \times 10^5 \times 310077397,1} = 0,193 \text{ mm}$$

$$f_2^{max} = \frac{23 \times 49,4 \times 4950^3}{648 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 0,012 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2 = 0,207 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = 19,8 \text{ mm}$$

$$f_{max} 1+2 = 0,207 \text{ mm} \leq \bar{f} = 19,8 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifié}$$

• **Calcul des connecteurs (connexion totale)**

Détermination de la résistance du goujon :

$$\text{Prd} = kt \times \text{Inf} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d_2 \times \frac{\sqrt{(F_{ck} \times E_c)}}{\gamma_v} \\ 0,8 \times F_u \times \left( \frac{\pi \times d_2}{4 \times \gamma_v} \right) \end{array} \right.$$

F<sub>ck</sub> : Résistance caractéristique de béton.....25N/mm<sup>2</sup> ;

E<sub>c</sub> : Module de Young de béton.....30500 MPa ;

F<sub>u</sub> : Résistance caractéristique des connecteurs.....450 N/mm<sup>2</sup>.

$$\gamma_v = 1,25$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left( \frac{h_{sc}}{d} \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases}$$

$$\alpha = 1$$

**KT** est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$KT = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{hp} \times \left(\frac{hsc}{hp} - 1\right) & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{hp} \times \left(\frac{hsc}{hp} - 1\right) & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

Pour les poutres principales les nervures seront parallèles.

Nr : Nombre de goujon par nervure  $\leq 2$ , Nr = 1

hp = 55 mm ; hsc = 95 mm ; d = 19 mm ; b0 = 88,5 mm

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

$$0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1\right) = 0.702$$

$$Prd = kt \times Inf \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{(25 \times 30,5 \times 10^3)}}{1,25} = 73133,290 \text{ N} \\ 0,8 \times 450 \times \left(\frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25}\right) = 81656,27 \text{ N} \end{cases}$$

$$Prd = 51,34 \text{ Kn}$$

$$RL = \text{Inf}(R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(1664.796 ; 1603.525) = 1603,525 \text{ kN}$$

$$N_{br} = \frac{RL}{Prd} = \frac{1603,525}{51,34} = 31,23$$

Soit N = 31 goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 62 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

$$e_{max} = 6 \times hsc = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{Nbr - 1} = \frac{4950}{62 - 1} = 81,15 \text{ mm}$$

**III.1.3.2. Calcul des poutres principales des autres planchers**

Les résultats pour les deux types de plancher sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6 : Poutre principal plancher terrasse et RDC.**

<b>Terrasse inaccessible</b>		
$M_{sd} = 173,94 \text{ KN.m}$	$M_{pl,rd} = 249,381 \text{ KN.m}$	Ratio : 69,74 %
$V_{sd} = 73,03 \text{ kN}$	$V_{pl,rd} = 370,65 \text{ KN.m}$	Ratio : 19,70 %
$f_{max} = 0,207 \text{ mm}$	$f_{adm} = 19,8 \text{ mm}$	Ratio : 1,04 %
<b>RDC</b>		
$M_{sd} = 175,77 \text{ KN.m}$	$M_{pl,rd} = 249,381 \text{ KN.m}$	Ratio : 70,48 %
$V_{sd} = 74,52 \text{ kN}$	$V_{pl,rd} = 370,65 \text{ KN.m}$	Ratio : 20,10 %
$f_{max} = 0,253 \text{ mm}$	$f_{adm} = 19,8 \text{ mm}$	Ratio : 1,27 %

Donc on gardera un profilé **IPE 400** pour tous les planchers

**III.1.4. Pré dimensionnement des poutres secondaires [6].**

**III.1.4.1. Plancher courant**

- **Pré-dimensionnement de la poutre secondaire**

$L_{poutre} = 3,35 \text{ m.}$

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

$$0,134 \leq h \leq 0,223$$

Tableau III.7 : Caractéristique du profilé IPE200.

Désignation Abrégée	Poids	section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm <sup>2</sup> )	H (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
IPE 200	22,4	2848	200	100	8,5	5,6
	<b>Caractéristiques</b>					
	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> ) ×10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> ) ×10 <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> (mm <sup>4</sup> ) ×10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	
	1943	142,4	220,6	8,26	2,24	

**III.1.4.1.1.Phase de construction**

• **Charge**

- Poids propre du profilé ..... 0,224 kN/ml ;
- Poids propre du béton frais (15cm).....3 kN/m<sup>2</sup> ;
- Poids du bac d’acier.....0,13 kN/m<sup>2</sup> ;
- Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m<sup>2</sup>.

• **Combinaisons des charges (charge sur la semelle sup de la poutre)**

**ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35g_{solive} + (1,35G_b + 1,35G_b + 1,5Q) \times 1,65$$

$$q_u = 1,35 \times 0,224 + (1,35 \times 3 + 1,35 \times 0,13 + 1,5 \times 0,75) \times 1,65$$

$$q_u = 9,13 \text{ kN/ml}$$

**ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_p + (G_b + G_b + Q) \times 1,65$$

$$q_s = 0,224 + (3 + 0,13 + 0,75) \times 1,65$$

$$q_s = 6,62 \text{ kN/ml}$$

**Vérification à la flexion**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(220,6 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6})}{1} = 60,665 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{9,13 \times 3,35^2}{8} = 12,80 \text{ kN.m}$$

12,80 kN.m < 60,665 kN.m C'est vérifier.

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \times 100 = 21,10\%$$

**• Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 221,676 \text{ kN}$$

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

$$A_v = 1396,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{9,13 \times 3,35}{2} = 15,29 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 15,29 \text{ kN} < V_{plrd} = 221,676 \text{ kN}$  C'est vérifier.

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{plRd}$$

15,29 kN < 110,838 kN Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**• Vérification au déversement**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les EC4 Néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenu par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

**• Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que:

$$f_{1}^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f}$$

$$f_{1}^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{9,80 \times \left(\frac{3350}{2}\right)^4}{2,1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4}$$

$$f_{1}^{\max} = 0,246 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L/2}{250}$$

$$\bar{f} = 6,7 \text{ mm}$$

$$f_{1}^{\max} = 0,166 \text{ mm} < \bar{f} = 6,7 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifié.}$$

**III.1.2.1.2. Phase finale**

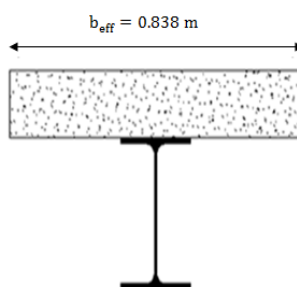
Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont : [6].

- Poids propre du profilé ..... 0,224kN/ml ;
- Poids propre du béton (15cm).....3 kN/m<sup>2</sup> ;
- Poids du bac d'acier.....0,13 kN/m<sup>2</sup> ;
- Surcharge d'exploitation.....1KN kN/m<sup>2</sup> ;

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2L/8 \\ b \end{array} \right. = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,838 \text{ m} \\ 2,47 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 0,838 \text{ m}$$



- **Combinaisons des charges**

**ELU**

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

$$q_u = 1,35 [gp + (G_t \times e)] + 1,5( (Q_t \times e)$$

$$q_u = 1,35 [0,224 + (7,11 \times 1,65)] + 1,5 (1 \times 1,65)$$

$$q_u = 18,64 \text{ kN/m}$$

**ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = gp + (G_t \times e) + (Q_t \times e)$$

$$q_s = 0,224 + (7,11 \times 1,65) + (1 \times 1,65)$$

$$q_s = 13,60 \text{ kN/m}$$

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

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_b \quad \text{Avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 838 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 1537,92 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$R_{\text{acier}} = 2848 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 783,2 \text{ kN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

• **Vérification à la flexion**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{plrd} = 783,2 \times \left( \frac{0,2}{2} + 0,095 + 0,055 - \frac{783,2 \times 0,2}{1537,92 \times 2} \right)$$

$$M_{plrd} = 155,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{18,64 \times 3,35^2}{8}$$

$$M_{sd} = 26,14 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 26,14 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 155,91 \text{ kN.m} \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times A_v \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 201,52 \text{ kN}$$

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

$$A_v = 1396,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{18,64 \times 3,35}{2} = 31,22 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 31,22 \text{ kN} < V_{plrd} = 201,52 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 31,22 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 100,76 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

• **Vérification de la rigidité**

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

$$q_s = 20,25 \text{ kN/ml}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,021 \end{cases}$$

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

$$I_c = \frac{2848(95+2 \times 55+140)^2}{4(1+15 \times 0,021)} + \frac{838 \times 95^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4$$

$$I_c = 46581898,2 \text{ mm}^4$$

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{13,60 \times 3350^4}{2,1 \times 10^5 \times 46581898,2} = 2,51 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = f_{1}^{max} + f_{2}^{max} = 0,166 + 2,51 = 2,68 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = 2,68 \text{ mm} < \bar{f} = 13,4 \text{ mm}$$

C'est vérifié.



**III.1.4.2. Calcul des poutres secondaires des autres planchers**

Les résultats pour les deux types de plancher sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau III.8 : Poutre secondaires plancher terrasse et RDC.**

<b>Etage courant</b>		
$M_{sd} = 23,21\text{kN.m}$	$M_{pl,rd} = 151,73 \text{ kN.m}$	Ratio : 15,52 %
$V_{sd} = 27,72\text{kN}$	$V_{pl,rd} = 221,67 \text{ kN}$	Ratio : 12,50%
$f_{max} = 2,246\text{mm}$	$f_{adm} = 13,4\text{mm}$	Ratio : 16,76 %
<b>RDC</b>		
$M_{sd} = 35,36\text{kN.m}$	$M_{pl,rd} = 151,73 \text{ kN.m}$	Ratio : 23,30%
$V_{sd} = 42,22\text{kN}$	$V_{pl,rd} = 221,67 \text{ kN}$	Ratio : 19,04%
$f_{max} = 3,14\text{mm}$	$f_{adm} = 13,4\text{mm}$	Ratio : 23,45%

**III.1.5. Calcul des poteaux**

**III.1.5.1. Introduction**

Les poteaux sont des éléments verticaux dont leur rôle est de reprendre les charges verticales transmises par les planchers vers les fondations. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement en profilés **HEA** ou **HEB**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axiale (flambement) suivant l’Eurocode 3 Partie 1-1.

**III.1.5.2. Principe de calcul**

Les poteaux sont sollicités en compression sous l’effet des charges verticales suivant l’axe « Z », et en flexion sous l’effet de l’action horizontale suivant l’axe « X », pour pouvoir dimensionner ces pièces, on doit tout d’abord calculer les charges et les moments qui les sollicitent. Ils constituent les appuis de la structure.

La position de chaque poteau dans la structure nous donne une complète idée sur les charges et les sollicitations qui l’affectent. Pour cela, notre objectif est de trouver le poteau qui comporte les maximums charges et sollicitations et le dimensionner.

### III.1.5.3. Etapes de pré dimensionnement

Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.

La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

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

**Q** : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

### III.1.5.4. Poteau central (le plus sollicité)

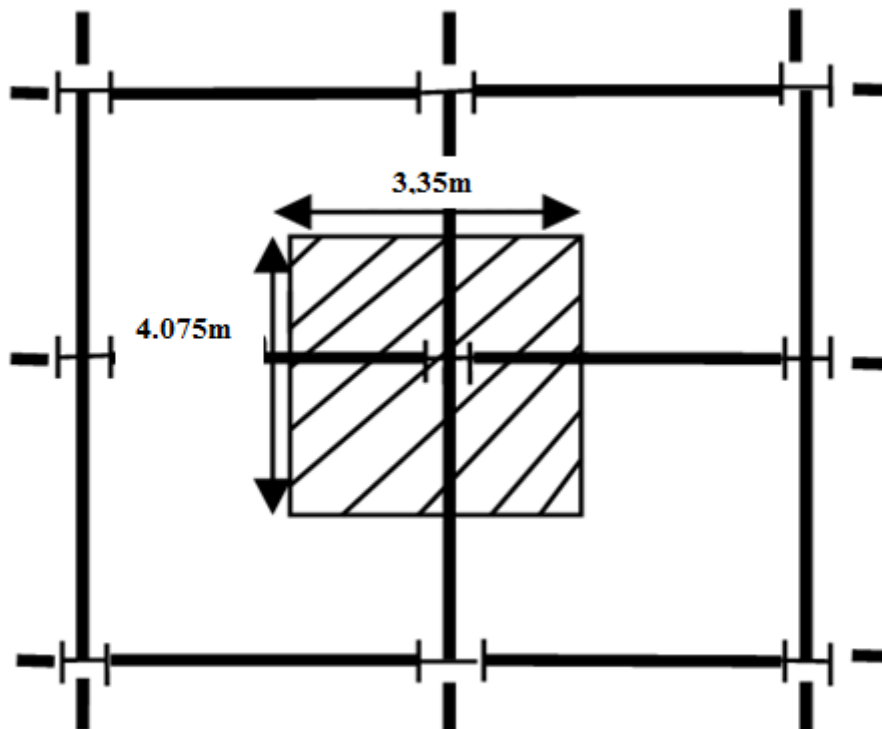


Figure III.5 : Vue en plan de poteau central.

o **La Descente des charges**

La surface qui revient au poteau est :

$$S_l (\text{Courant}) = 3,35 \times 4,075 = 13,651 \text{ m}^2$$

$$S_1 (\text{Terrasse}) = 3,35 \times 4,075 = 13,651 \text{ m}^2$$

$$G = (G_{pl} \times S_1) + (G_{pp} \times L_1) + (G_{ps} \times L_2) + n (G_{solive} \times L_3)$$

**G (pl)** : charge de plancher terrasse ou courant. ; **S1** : surface reprise par le poteau.

**Gpp** : poids propre de la poutre principale. ; **L1** : longueur de la poutre principale.

**Gps**: poids propre de la poutre secondaire. ; **Gps**: poids propre de la poutre secondaire.

**Gsolive**: poids propre des solives. ; **L3** : longueur des solives.

$$G_p, t = 7,11 \text{ kNm}^2 ; G_p, c = 5,63 \text{ kN/m}^2.$$

$$G_{pp}(\text{IPE400}) = 0,422 \text{ kN/m} ; G_{solive}(\text{IPE140}) = 0,128 \text{ kN/m}.$$

$$G_{ps}(\text{IPE140}) = 0,128 \text{ kN/m} ; G_{pc}(\text{IPE200}) = 0,224 \text{ kN/m}.$$

$$Q_p, t = 1 \text{ kN/m}^2 ; Q_p, c = 1,5 \text{ kN/m}^2.$$

$$G = (G_{pl} \times S_1) + (G_{pp} \times L_1) + (G_{ps} \times L_2) + n (G_{solive} \times L_3)$$

$$G_t = (7,11 \times 13,65) + (0,422 \times 4,95) + (0,224 \times 3,35) + 2(0,128 \times 3,35) = 110,986 \text{ KN}$$

$$G_c = (5,63 \times 13,65) + (0,422 \times 4,95) + (0,224 \times 3,35) + 2(0,128 \times 3,35) = 90,920 \text{ KN}$$

**Tableau III.9: La loi de dégression DTR BC 2.2 partie 6.3.**

Niveau	Surcharges
8ème	$\Sigma 0 = Q_0$
7me	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$
6ème	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$
5ème	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
4ème	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,7 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
3ème	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,6 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
2ème	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,5 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
1èr	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,5 (Q_1 + \dots + Q_7)$
RDC	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,5 (Q_1 + \dots + Q_8)$

Tableau III.10: La descente des charges (les poteaux centraux).

Etage	$G$ [kN]	$Q$ [kN]	$G(cumuler)$ [kN]	$Q(cumuler)$ [kN]	$N_u$ [kN]
8ème	110,986	13,65	110,986	13,65	170,306
7me	90,92	20,475	201,906	34,125	323,761
6ème	90,92	20,475	292,826	50,50	471,065
5ème	90,92	20,475	383,746	62,79	612,242
4ème	90,92	20,475	474,666	70,98	747,261
3ème	90,92	20,475	565,586	85,31	891,506
2ème	90,92	20,475	656,506	99,64	1035,743
1èr	90,92	68,255	747,426	147,42	1230,155
RDC	90,92	68,255	838,346	195,20	1424,567

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{1424,567 \times 10^3}{275 \times 10^2} = 51,802 \text{ cm}^2$$

- Nous choisissons profilé de **HEA300 A**  $\longrightarrow$  **112.5 cm<sup>2</sup>**

Tableau III.11: Les sections et les profilés des poteaux centraux.

Niveau	$N_{sd}$ [kN]	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Profilé	A choisit (cm <sup>2</sup> )
8eme étage	170,306	6,193	<b>HEA 260</b>	86,82
7eme étage	323,761	11,773	<b>HEA 260</b>	86,82
6eme étage	471,065	17,130	<b>HEA 280</b>	97,26
5eme étage	612,242	22,263	<b>HEA 280</b>	97,26
4eme étage	747,261	27,173	<b>HEA280</b>	97,26
3eme étage	891,506	32,418	<b>HEA 280</b>	97,26
2eme étage	1035,743	37,663	<b>HEA 300</b>	112,5
1eme étage	1230,155	44,733	<b>HEA 300</b>	112,5
RDC	1424,567	51,802	<b>HEA 300</b>	112,5

**III.1.5.5. Vérification au flambement**

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la flexion composée, les moments sont quasi-faibles devant l'effort normal. Nous procédons en ce qui suit à la vérification de la résistance des poteaux au flambement.

La vérification se fait en utilisant les formules suivantes :

$$N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi_{min} \times \beta A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

• **Méthode de calcul**

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

$$\chi = \min(XY; XZ)$$

$$\bar{\phi} = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \times \lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta A}$$

Avec:

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon; \beta A = 1 \quad \lambda = \frac{L_f}{i}$$

**III.1.5.6. Exemple de calcul**

Poteaux de RDC HEA300

• **Sens (y-y)**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 4080}{127,4} = 22,41$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \quad \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{22,41}{86,388} = 0,259$$

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2 & Y - Y = b = 0,34 \\ t_f = 14 < 100 & Z - Z = C = 0,49 \end{array} \right\}$$

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

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,259 - 0,2) + 0,259^2] = 0,54$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,259^2}} = 0,986$$

## • Sens (z-z)

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 4080}{74,9} = 38,13$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \quad \lambda_1 = 93,9 \times 0,92 = 86,388$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{38,13}{86,388} = 0,441$$

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2 & Y - Y = b = 0,34 \\ t_f = 14 < 100 & Z - Z = c = 0,49 \end{array} \right\}$$

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

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,441 - 0,2) + 0,441^2] = 0,656$$

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

$$x_z = \frac{1}{0,656 + \sqrt{0,656^2 - 0,441^2}} = 0,876$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,876$$

$$N_b, Rd = \chi \times \beta A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,876 \times 1 \times 11250 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 2463,75 \text{ KN}$$

$$R = \frac{N_{sd}}{N_b, Rd} = \frac{1424,567}{2463,75} = 0,578 < 1 \quad \text{OK}$$

$$N_{sd} < N_{brd} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Tableau III.12: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux.

Etage	H [m]	Profil	N <sub>sd</sub> [kN]	Nb,Rd [kN]	Ratio	Profil final	Nb,Rd [kN]	Ratio
8ème	3,06	HEA 260	170,306	2077,169	0,08	HEA 260	2077,169	0,08
7ème	3,06	HEA 260	323,761	2077,169	0,16	HEA 260	2077,169	0,16
6ème	3,06	HEA 280	471,065	2390,165	0,20	HEA 280	2390,165	0,20
5ème	3,06	HEA 280	612,242	2390,165	0,26	HEA 280	2390,165	0,26
4ème	3,06	HEA280	747,261	2390,165	0,31	HEA280	2390,165	0,31
3ème	3,06	HEA 280	891,506	2390,165	0,37	HEA 280	2390,165	0,37
2ème	3,06	HEA 300	1035,743	2517,188	0,45	HEA 300	2517,188	0,45
1èr	3,40	HEA 300	1230,155	2452,5	0,55	HEA 300	2452,5	0,55
RDC	4,08	HEA 300	1424,567	2559,375	0,61	HEA 300	2559,375	0,61

Les résultats de la vérification des autres poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 13 : Vérification au flambement de 8ème étage jusqu'à RDC.

NIVEAU	RDC, 1,2	3, 4, 5,6	7, 8
Profilé	HEA 300	HEA 280	HEA260
$\alpha z$	0,34	0,34	0,34
$\lambda z$	38,13	21,86	13,95
$\bar{\lambda} z$	0,441	0,253	0,161
$\varphi z$	0,656	0,54	0,51
Xz	0,876	0,983	0,957
Nsd	1424,567	891,506	323,761
Nbrd	2463,75	2390,165	2077,169
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Donc le choix final des profilées est cité dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.14 : Choix final des profilés.**

Niveau	Poteau centrale
6, 7, 8, 9	HEA260
3, 4, 5	HEA280
RDC, 1, 2	HEA300

### **III.1.6. Clacul des voiles**

#### **III.1.6.1. La structure à noyau central**

Aujourd'hui les structures à noyau central sont extrêmement répandues, elle repose sur l'existence d'un massif noyau en béton armé au cœur (ou au centre) du bâtiment ; c'est-à-dire un énorme pilier creux en béton consolidé ou armé qui rigidifie la structure de l'édifice. Des dizaines de poutrelles en acier sont reliées à ce noyau pour solidifier la structure du bâtiment. A l'intérieur de cette ossature, on retrouve évidemment plusieurs ascenseurs, escaliers de secours, arrivées d'eau permettant de desservir l'édifice.

Le noyau central doit être capable de soutenir l'intégralité de la charge de l'immeuble. En effet, des poutres partant de chaque côté du noyau sont disposées à chaque étage et servent à supporter le plancher de l'étage.

Les avantages et les inconvénients des structures à noyau central.

#### **Avantage**

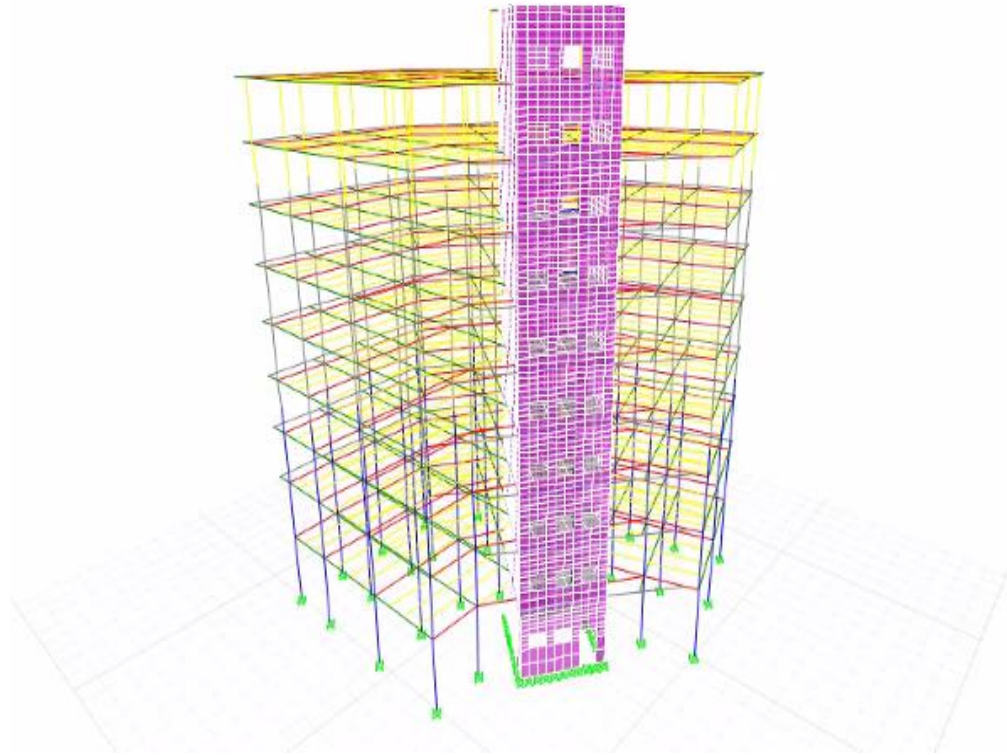
L'un des avantages majeurs d'avoir un noyau central en béton armé dans un bâtiment est l'importante rigidité que ce type d'éléments apporte à la structure, ce qui donne la possibilité de faire face efficacement aux sollicitations horizontales tels que le vent et les séismes, tout en assurant une très bonne stabilité de la structure mais s'il s'agit des bâtiments élancés tels que les tours et les gratte-ciels.

Un autre avantage de ce type d'élément dans un construction, est sa capacité de résistance aux feux lors d'un incendie comparé aux autres éléments tel que les profilés métalliques.



**Inconvénients**

Ce type de structure est plus cher puisqu'il lui faut de très grandes quantités de béton à des prix plus élevés que les structures à ossatures métalliques. Enfin, ce type de structure permet de construire des tours d'en moyenne soixante-dix étages.



**Figure III.6: Vue en 3D d'un noyau central.**

Notre structure comporte un noyau central en béton armé

**III.1.6.2. Prédimensionnement des voiles**

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'**article 7.7** de règlement parasismique Algérien RPA99v2003 [3]. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. D'après cet article, un voile est considéré comme tel si la condition dimensionnelle suivante est satisfaite : longueur minimale  $L > 4 \times a$ , le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des poteaux.

Avec :

$l$ : Longueur du voile.

$a$  : Epaisseur du voile.

$h_e$  : Hauteur libre de l'étage.

De même que la longueur minimale, l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et les conditions de rigidité aux extrémités.

$$a_{min} \geq \max \left( 15\text{cm} ; \frac{h_e}{25} \right) \text{ (Art: 7-7-1)}$$

$h_e$ : hauteur d'étage.

$a_{min}$  : épaisseur du voile.

Pour notre cas d'étude nous avons :

- Pour l'entresol et le R.D.C :  $h_e = 4.08$  m

$$a_{min} \geq \max (15 \text{ cm} ; 16\text{cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 30 \text{ cm}$$

- Pour le 1er étage  $h_e = 3.40$  m

$$a_{min} \geq \max (15\text{cm} ; 13 \text{ cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 30\text{cm}$$

Pour le 2ème étage jusqu'à 8ème étage :  $h_e = 3.06$  m

$$a_{min} \geq \max (15\text{cm} ; 12 \text{ cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 30 \text{ cm}$$

***CHAPITRE IV :***  
***DIMENSIONNEMENT DES***  
***ELEMENTS SECONDAIRES***

## Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaires.

### IV.1. Clacul des escaliers

#### IV.1.1. Introduction

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron (g). On désigna par (h) la hauteur d'une marche. Les escaliers sont simplement appuyés à leurs deux extrémités.

Notre ouvrage comporte trois types d'escaliers.

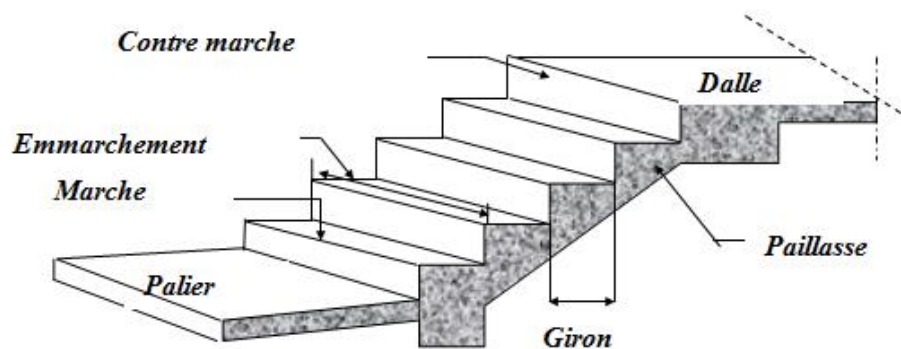


Figure IV.1: Les escaliers.

#### IV.1.1.1. Caractéristiques techniques

Un escalier est caractérisé par :

- **g** : Largeur de marche (giron).
- **h** : Hauteur de la contre marche.
- **n** : Nombre de marche.
- **L** : Largeur la volée.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

- Formule de BLONDAL :  $59 \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$ .

$$16,5 \leq h \leq 17,5.$$

- Hauteur de la marche : **h=17cm**.
- En pratique on prend : **g=30cm**.

#### **a) -Escalier type N°1**

Cet escalier relie entre le RDC et le 1<sup>er</sup> étage donc La hauteur d'étage = 4,08 m.

- Détermination du nombre de contre marches : **n=H/h=408/17=24 marches (3+11+10)**

- Hauteur de pallier n°1 :  $H'1=0,17 \times 3 = 0,51\text{m} \Rightarrow H'1=0,51\text{m}$
- Hauteur de pallier n°2 :  $H'2= (0,17 \times 11) + 0,51 = 2,38\text{m} \Rightarrow H'2=2,38\text{m}$ .
- La longueur projetée de la paillasse n°1.  $L=\sqrt{0,6^2 + 0,51^2} = 0,8\text{m}$ .
- La longueur projetée de la paillasse n°2.  $L=\sqrt{3^2 + 1,87^2} = 3,5\text{ m}$ .
- La longueur projetée de la paillasse n°3.  $L=\sqrt{2,7^2 + 1,7^2} = 3,2\text{ m}$ .
- L'inclinaison de la paillasse n°1  $\text{tg}\alpha=h/l=0,51/0,6=0,85 \rightarrow \alpha=40,4^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°2  $\text{tg}\alpha=h/l=1,87/3 = 0,62 \rightarrow \alpha=32^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°3  $\text{tg}\alpha=h/l=1,7/2,7 = 0,62 \rightarrow \alpha=32^\circ$

• **L'épaisseur de la pallier et la paillasse**

Pour déterminer l'épaisseur de la paillasse de notre escalier on doit calculer l'épaisseur de la paillasse la plus longue (paillasse n°2).

L'épaisseur est donné par  $L_p/30 \leq e \leq l_p/20$ .

$L_p = L \text{ paillasse} + L \text{ pallier} = 3,5 + 1,55 = 5,05\text{m}$

- Donc  $\frac{505}{30} \leq e \leq \frac{505}{20} \rightarrow 16,8 \leq e \leq 25,25$  donc  $e = 20 \text{ cm}$

**b) -Escalier Type N°2**

Cet escalier relie entre l'entre sol et le dernier étage donc ils prennent 3 formes différentes.

**b-1)-forme dans l'entre sol**

- La hauteur d'étage = 4.08 m
- Détermination du nombre de contre marches :  $n=H/h=408/17=24 \text{ marches } (4+4+8+8)$ .
- Hauteur de pallier n°1 :  $H'1=0,17 \times 4 = 0,68\text{m} \Rightarrow H'1=0,68\text{m}$
- Hauteur de pallier n°2 :  $H'2= (0,17 \times 4) + 0,68 = 1,36\text{m} \Rightarrow H'2=1,36\text{m}$
- Hauteur de pallier n°3 :  $H'3= (0,17 \times 8) + 1,36 = 2,72\text{m} \Rightarrow H'3=2,72\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°1.  $L=\sqrt{0,9^2 + 0,68^2} = 1,13\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°2.  $L=\sqrt{0,9^2 + 0,68^2} = 1,13\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°3.  $L=\sqrt{2,1^2 + 1,36^2} = 2,5\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°4.  $L=\sqrt{2,1^2 + 1,36^2} = 2,5\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse n°1  $\text{tg}\alpha=h/l=0,68/0,9=0,76 \rightarrow \alpha=37^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°2  $\text{tg}\alpha=h/l=0,68/0,9=0,76 \rightarrow \alpha=37^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°3  $\text{tg}\alpha=h/l=0,1.36/2,1=0,65 \rightarrow \alpha=33^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°3  $\text{tg}\alpha=h/l=0,1.36/2,1=0,65 \rightarrow \alpha=33^\circ$

- L'épaisseur de la pallier et la paillasse.

- **L'épaisseur de la pallier et la paillasse**

Pour déterminé l'épaisseur de la paillasse de notre escaler on doit calculer l'épaisseur de la paillasse la plus longue (paillasse n°3).

- L'épaisseur est donné par  $L_p/30 \leq e \leq l_p/20$
- $L_p = L \text{ paillasse} + L \text{ pallier} = 2,5 + 1,50 = 4\text{m}$
- Donc  $\frac{400}{30} \leq e \leq \frac{400}{20} \rightarrow 13,33 \leq e \leq 20$  donc  $e = 15 \text{ cm}$

**b-2)-Forme dans le RDC**

La hauteur d'étage = 4.08 m

- Détermination du nombre de contre marches :  $n = H/h = 408/17 = 24$  marches (2+8+6+8).
- Hauteur de pallier n°1 :  $H'1 = 0,17 \times 2 = 0,34\text{m} \Rightarrow H'1 = 0,34\text{m}$
- Hauteur de pallier n°2 :  $H'2 = (0,17 \times 8) + 0,34 = 1,7\text{m} \Rightarrow H'2 = 1,7\text{m}$
- Hauteur de pallier n°3 :  $H'3 = (0,17 \times 8) + 1,36 = 2,72\text{m} \Rightarrow H'3 = 2,72\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°1.  $L = \sqrt{0,3^2 + 0,34^2} = 0,45\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°2.  $L = \sqrt{2,1^2 + 1,36^2} = 2,5\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°3.  $L = \sqrt{1,5^2 + 1,02^2} = 2,8\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°4.  $L = \sqrt{2,1^2 + 1,36^2} = 2,5\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse n°1  $\text{tg}\alpha = h/l = 0,34/0,3 = 1,13 \rightarrow \alpha = 48,5^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°2  $\text{tg}\alpha = h/l = 1,36/2,1 = 0,65 \rightarrow \alpha = 33^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°3  $\text{tg}\alpha = h/l = 1,02/1,5 = 0,68 \rightarrow \alpha = 34^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°3  $\text{tg}\alpha = h/l = 1,36/2,1 = 0,65 \rightarrow \alpha = 33^\circ$

- **L'épaisseur de la pallier et la paillasse**

Pour déterminé l'épaisseur de la paillasse de notre escaler on doit calculer l'épaisseur de la paillasse la plus longue (paillasse n°3).

- L'épaisseur est donné par  $L_p/30 \leq e \leq l_p/20$
- $L_p = L \text{ paillasse} + L \text{ pallier} = 2,5 + 1,50 = 4\text{m}$
- Donc  $\frac{400}{30} \leq e \leq \frac{400}{20} \rightarrow 13,33 \leq e \leq 20$  donc  $e = 15 \text{ cm}$

**b-3)-forme dans le 1<sup>er</sup> étage**

- La hauteur d'étage = 3.4 m
- Détermination du nombre de contre marches :  $n = H/h = 340/17 = 20$  marches (7+6+7).

- Hauteur de pallier n°1 :  $H'1=0,17 \times 7 = 1,19\text{m} \Rightarrow \mathbf{H'1=1,19\text{m}}$
- Hauteur de pallier n°2 :  $H'2= (0,17 \times 6) + 1,19 = 2,21\text{m} \Rightarrow \mathbf{H'2=2,21\text{m}}$
- La longueur projetée de la paillasse n°1.  $L=\sqrt{1,8^2 + 1,19^2} = 2,2\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°2.  $L=\sqrt{1,5^2 + 1,02^2} = 1,8\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°3.  $L=\sqrt{1,8^2 + 1,19^2} = 2,2\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse n°1  $\text{tg}\alpha=h/l=1,19/1,8=0,66 \rightarrow \alpha=33^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°2  $\text{tg}\alpha=h/l=1,02/1,5=0,68 \rightarrow \alpha=34^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°3  $\text{tg}\alpha=h/l=1,19/1,8=0,66 \rightarrow \alpha=33^\circ$
- L'épaisseur de la pallier et la paillasse.

- **L'épaisseur de la pallier et la paillasse**

Pour déterminé l'épaisseur de la paillasse de notre escaler on doit calculer l'épaisseur de la paillasse la plus longue (paillasse n°1).

- L'épaisseur est donné par  $L_p/30 \leq e \leq l_p/20$
- $L_p = L \text{ paillasse} + L \text{ pallier} = 2,2 + 1,50 = 3,7\text{m}$
- Donc  $\frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \rightarrow 12,33 \leq e \leq 18,5$  donc  $e = 15 \text{ cm}$

**b-4)-forme dans les étages d'habitations**

- La hauteur d'étage = 3.06 m
  - Détermination du nombre de contre marches :  $\mathbf{n=H/h=306/17=18 \text{ marches}}$   
**(7+4+7).**

- Hauteur de pallier n°1 :  $H'1=0,17 \times 7 = 1,19\text{m} \Rightarrow \mathbf{H'1=1.19\text{m}}$
- Hauteur de pallier n°2 :  $H'2= (0,17 \times 4) + 1,19 = 1.87\text{m} \Rightarrow \mathbf{H'2=1.87\text{m}}$
- La longueur projetée de la paillasse n°1.  $L=\sqrt{1,8^2 + 1,19^2} = 2,2\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°2.  $L=\sqrt{1,2^2 + 0,68^2} = 1,4\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse n°3.  $L=\sqrt{1,8^2 + 1,19^2} = 2,2\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse n°1  $\text{tg}\alpha=h/l=1,19/1,8=0,66 \rightarrow \alpha=33^\circ \rightarrow \alpha=33^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°2  $\text{tg}\alpha=h/l=0,68/1,2=0,57 \rightarrow \alpha=30^\circ$
- L'inclinaison de la paillasse n°3  $\text{tg}\alpha=h/l=1,19/1,8=0,66 \rightarrow \alpha=33^\circ$

- **L'épaisseur de la pallier et la paillasse**

Pour déterminé l'épaisseur de la paillasse de notre escaler on doit calculer l'épaisseur de la paillasse la plus longue (paillasse n°1).

- L'épaisseur est donné par  $L_p/30 \leq e \leq l_p/20$

- $L_p = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 2,2 + 1,50 = 3,7\text{m}$
- Donc  $\frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \rightarrow 12,33 \leq e \leq 18,5$  donc  $e = 15\text{ cm}$

**c)-Escalier Type N°3**

Sont des escaliers circulaire préfabriqué qui relier entre le sous-sol et l’entre sol.

**IV.1.2.Calcul de l’escalier de trois volets**

Les escaliers sont calculées en flexion simple.

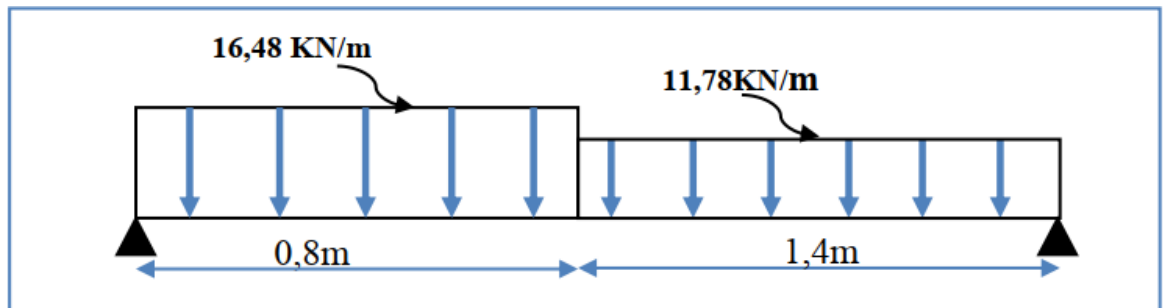
**Tableau IV.1 : Charges et Sollicitations de l’escalier.**

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	A l’ELU (KN/m)	A l’ELS (KN/m)
Volée	9,43	2,5	16,48	11,93
Palier	5,95	2,5	11,78	8,45

**IV.1.2.1.Volée 1**

**IV.1.2.1.1.Calcul des sollicitations**

- **ELU**



**Figure IV.2 : Schéma statique du volée 1 type 1 à l’ELU.**

- **Calcul des réactions**

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 16,48 \times 0,8 - 11,78 \times 1,4 = 0$$

$$R_A + R_B = 29,676 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left( \frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$R_B \times 2,2 - 16,48 \times \frac{0,8^2}{2} - 11,78 \times 1,4 \times \left( \frac{1,4}{2} + 0,8 \right) = 0$$



$$R_B = 13,641 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad - R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left( \frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$-R_A \times 2,2 + 11,78 \times \frac{1,4^2}{2} + 16,48 \times 0,8 \times \left( \frac{0,8}{2} + 1,4 \right) = 0$$

$$R_A = 16,034 \text{ KN.}$$

**IV.1.2.1.2. Calcul des efforts tranchants et moments**

- **1er tronçon :  $0 \leq x \leq 0,8 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v x = 0 \quad T + 16,034 - 16,48x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -16,034 \text{ KN.}$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad T = -2,85 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v x = 0 \quad M_f - 16,034x + 16,48x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -16,034 \text{ KN}$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad T = -2,85 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v x = 0 \quad M_f - 16,034x + 16,48x$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN. m.}$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad M_f = 7,553 \text{ KN.}$$

- **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0,8 \leq x \leq 2,2 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$T + 16,034 - 16,48 \times 0,8 - 11,78(x - 0,8) = 0$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad T = -2,85 \text{ KN.}$$

$$x = 2,2 \text{ m} \quad T = 13,642 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v l_v \left( x - \frac{l_v}{2} \right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 16,034x + 16,48 \times 0,8 \left( x - \frac{0,8}{2} \right) + 11,78 \frac{(x - 0,8)^2}{2} = 0$$

$$x = 0,8 \text{ m} \quad M_f = 7,553 \text{ KN. m.}$$

$$x = 2,2 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.}$$

- **Moment max**

$$\text{Pour } T(x)=0 \quad x=1,041$$

$$M_{\max} = m(x=1,041) = 5,68 \text{ KN.m}$$

Les résultats des moments et efforts tranchants obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier volée 1.

	V max(KN)	Mmax(KN.m)	Mappuis(KN.m)	Mtravée(KN.m)
ELU	16,034	7,89	-3,94	5,91
ELS	11,572	5,68	-2,84	4,26

**IV.1.2.1.3. Ferrailage**

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

h = 20 cm ; b = 100 cm ; d = 18 cm

fc28 = 25 MPa ; ft28 = 2,1 MPa ; ft28 = 2,1 MPa ; Fbu = 14,17 MPa.

En appuis :

Calcul du moment réduit  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.94 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.17} = 0.008$$

$$\mu_{bu} = 0,015 < \mu_l = 0,392A's = 0 \quad \text{Section simplement armée.}$$

• **Calcul d'As**

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d (1 - 0,4\alpha) ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}) = 0,01$$

$$Z_b = 18(1 - 0,4 \times 0,01) = 17.92 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{3.94 \times 10^6}{179.2 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } St = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

• **En travée**

**Calcul du moment réduit  $\mu_{bu}$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.91 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.17} = 0,012$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_l = 0,392A's = 0 \quad \text{Section simplement armée.}$$

• **Calcul de As**

$$A_s^t = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d (1 - 0,4\alpha) ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$Z_b = 18(1 - 0,4 \times 0,01) = 17,913 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{5.91 \times 10^6}{179.2 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

$A_s^t = 0,94 \text{ cm}^2$  On adopte 5HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup> avec : St = 100/5 = 20 cm

Armatures de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$A_r^t = 0,98 \text{ cm}^2$  On adopte : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec : St = 100/4 = 25 cm

Les résultats du ferrailage du volée (1) type (1) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.3: Résultats du ferrailage de la volée 1.**

	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Zb (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix	As adopté (cm <sup>2</sup> )	Ar (cm <sup>2</sup> )	choix	Ar adopté (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	<b>0,012</b>	<b>0,015</b>	<b>179.13</b>	<b>0,94</b>	<b>5HA10</b>	<b>3,93</b>	<b>0,98</b>	<b>4HA8</b>	<b>2,01</b>
<b>Appuis</b>	<b>0,008</b>	<b>0,01</b>	<b>179,2</b>	<b>0,63</b>	<b>5HA10</b>	<b>3,93</b>	<b>0,98</b>	<b>4HA8</b>	<b>2,01</b>

• **Vérifications**

**ELU**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2.1}{500} = 1,17 \text{ cm}^2$$

En appuis :  $A_s^a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,17 \text{ cm}^2$ .....Condition vérifiée

En travée :  $A_s^t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,17 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée

• **Cisaillement**

$$\tau_u \leq \tau_u = \min (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{36,9 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,205 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,205 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Résultats des vérifications à l'ELU.

		Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (Amin)	Appuis	3,93	Condition vérifiée	Condition vérifiée
C.N.F (Amin)	Appuis	3,93	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Appuis	5,65	Condition vérifiée	
Cisaillement ( $\tau_u$ )		0,205	3,33	Condition vérifiée

**ELS**

Vérification de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Et :  $I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5: Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travée	4,26	3,93	3,34	7381,87	1,92	15	Condition vérifiée
Appuis	2,84	3,93	3,34	7381,87	1,28	15	Condition vérifiée

• **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{239} \geq \frac{1}{16} 0,0627 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \frac{15}{239} \geq \frac{4,678}{10 \times 6,238} 0,0627 > 0,073 \dots \dots \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_c} \frac{3,93}{100 \times 13,5} \leq 8,4 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc le calcul est nécessaire.

• **Calcul de flèche**

Le calcul doit vérifier la relation suivante :  $\Delta f_t \leq \bar{f}$ .

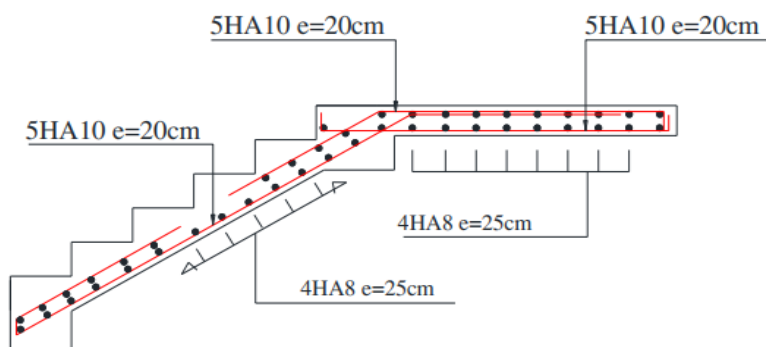
Avec :  $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Les résultats de calcul de flèche sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6 : Résultat de calcul de la flèche de la volée 1 type 1**

$M_{ser}$ (KN.m)	$\lambda$		$\rho$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_f$ (cm <sup>4</sup> )	
	$\lambda_i$	$\lambda_v$				$I_{fv}$	$I_{fi}$
4,678	$\lambda_i$	$\lambda_v$	0,0029	0	30247,2	$I_{fv}$	$I_{fi}$
	7,24	2,9				33271,92	33271,92

F(cm)		$\Delta f_t$	$\bar{f}$	vérification
$f_v$	$f_i$			
0,0074	0,0024	0,005	0,47	CV



**Figure IV.3: Ferrailage de la volée 01.**

**IV.1.2.2. Volée 3**

**IV.1.2.2.1. Calcul des sollicitations**

**ELU**

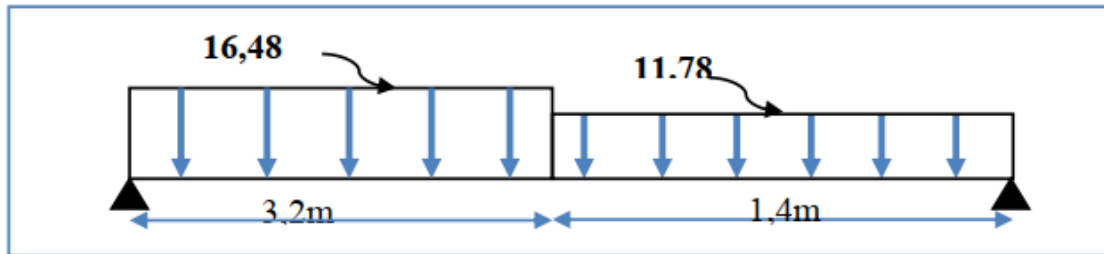


Figure IV.4 : Schéma statique du volée 3 type 1 à l'ELU.

• **Calcul des réactions**

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 16,48 \times 3,2 - 11,78 \times 1,4 = 0$$

$$R_A + R_B = 69,22 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left( \frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$R_B \times 4,6 - 16,48 \times \frac{3,2^2}{2} - 11,78 \times 1,4 \times \left( \frac{1,4}{2} + 3,2 \right) = 0$$

$$R_B = 32,32 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 - R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left( \frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$-R_A \times 4,6 + 11,78 \times \frac{1,4^2}{2} + 16,48 \times 3,2 \times \left( \frac{3,2}{2} + 1,4 \right) = 0$$

$$R_A = 36,9 \text{ KN.}$$

**IV.1.2.2.2. Calcul des efforts tranchants et moments**

• **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3,2 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v x = 0 \quad T + 36,9 - 16,48x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -36,9 \text{ KN.}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad T = 15,83 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \quad M_f - 36,9x + 16,48 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.m.}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad M_f = 33,71 \text{ KN.}$$

- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $3,2 \leq x \leq 4,6 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$T + 36,9 - 16,48 \times 3,2 - 11,78(x - 3,2) = 0$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad T = 15,83 \text{ KN.}$$

$$x = 4,6 \text{ m} \quad T = 32,33 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 36,9x + 16,48 \times 3,2 \left(x - \frac{3,2}{2}\right) + 11,78 \frac{(x - 3,2)^2}{2} = 0$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad M_f = 33,71 \text{ KN.m.}$$

$$x = 4,6 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.}$$

- **Moment max**

Pour  $T(x)=0$  on à  $x=2,24$

$$M_{\max} = M(x = 2,24) = 41,32 \text{ KN.m.}$$

### ELS

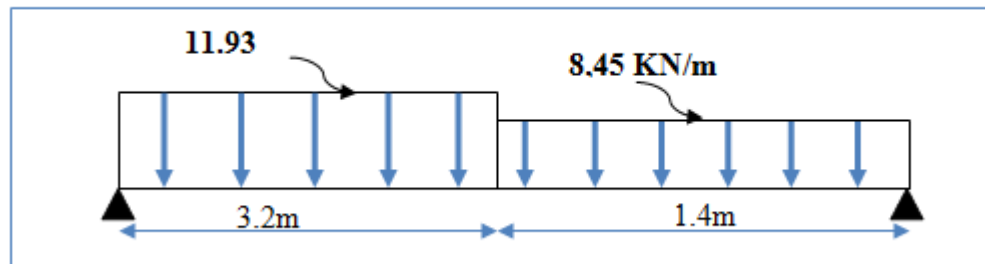


Figure IV.5: Schéma statique du volée 3 type 1 à l'ELS.

- **Calcul des réactions**

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 11,93 \times 3,2 - 8,45 \times 1,4 = 0$$

$$R_A + R_B = 50 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v\right) = 0$$

$$R_B \times 4,6 - 11,93 \times \frac{3,2^2}{2} - 8,45 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 3,2\right) = 0$$

$$R_B = 23.31 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad -R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left( \frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$-R_A \times 4,6 + 8,45 \times \frac{1,4}{2} + 11,93 \times 3,2 \times \left( \frac{3,2}{2} + 1,4 \right) = 0$$

$$R_A = 26,7 \text{ KN}$$

#### IV.1.2.2.3. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3,2 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v x = 0 \quad T + 26,7 - 11,93x = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T = -26,7 \text{ KN.}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad T = 11,48 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \quad M_f - 26,7x + 11,93 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN. m.}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad M_f = 24,35 \text{ KN.}$$

- **2<sup>ème</sup> tronçon :  $3,2 \leq x \leq 4,6 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$T + 26,7 - 11,93 \times 3,2 - 8,45(x - 3,2) = 0$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad T = 11,48 \text{ KN.}$$

$$x = 4,6 \text{ m} \quad T = 23,31 \text{ KN.}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v l_v \left( x - \frac{l_v}{2} \right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 26,7x + 11,93 \times 3,2 \left( x - \frac{3,2}{2} \right) + 8,45 \frac{(x - 3,2)^2}{2} = 0$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad M_f = 24,35 \text{ KN. m.}$$

$$x = 4,6 \text{ m} \quad M_f = 0 \text{ KN.}$$

- **Moment max**

Pour  $T(x)=0$  on à  $x=2,24$

$$M_{\max} = M(x = 2,24) = 29,87 \text{ KN. m.}$$



Les résultats des moments et efforts tranchants obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7 : Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier volée 2/4.**

	$V_{\max}$ (KN)	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_{\text{appui}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)
<b>ELU</b>	36,9	41.32	-20 ,66	31
<b>ELS</b>	26,7	29,87	-14.93	22,4

**IV.1.2.2.4. Ferrailage**

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

**Les données :**

$h = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348 \text{ MPa} ;$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}.$

- **En appuis :**

**Calcul du moment réduit  $\mu_{bu}$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{20,66 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,17} = 0,045$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_l = 0,392A'_s = 0 \quad \text{Section simplement armée.}$$

- **Calcul de  $A_s$  :**

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 0,057$$

$$Z_b = 18(1 - 0,4 \times 0,057) = 17,59 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{20,66 \times 10^6}{175,9 \times 348} = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 3,36 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r^a = \frac{A_s^a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_r^a = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **En travée :**

**Calcul du moment réduit  $\mu_{bu}$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{31 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,17} = 0,067$$

$$\mu_{bu} = 0,067 < \mu_l = 0,392A'_s = 0$$

Section simplement armée

- **Calcul de  $A_s$**

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)/\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067}) = 0,086$$

$$Z_b = 18(1 - 0,4 \times 0,086) = 17,38\text{cm}$$

$$A_s^t = \frac{31 \times 10^6}{173,8 \times 348} = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 5,12 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA12 = 5,65cm<sup>2</sup>** avec :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** avec :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage du volée (1) type (1) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.8: Résultats du ferrailage de la volée 2/4.**

	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z_b$ (mm)	$A_s$ cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_r$ cal (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_r$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	0,067	0,086	173,8	5,12	<b>5HA12</b>	<b>5,65</b>	1,41	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>
<b>Appuis</b>	0,045	0,057	175,9	3,36	<b>5HA10</b>	<b>3,93</b>	0,98	<b>4HA10</b>	<b>3,14</b>

- **Vérifications**

**ELU**

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,1}{500} = 1,17 \text{ cm}^2$$

En appuis :  $A_s^a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2$ .....Condition vérifiée

En travée :  $A_s^t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée

- **Cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{36,9 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,205 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9 : Résultats des vérifications à l'ELU.**

		Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
<b>C.N.F</b> <b>(A<sub>min</sub>)</b>	<b>Appuis</b>	3,93	1,17	Condition vérifiée
	<b>Travée</b>	5,65	1,17	
<b>Cisaillement (τ<sub>u</sub>)</b>		0,205	3,33	Condition vérifiée

**ELS**

- **Vérification de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

**IV.1.3. Etude de la poutre palière**

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

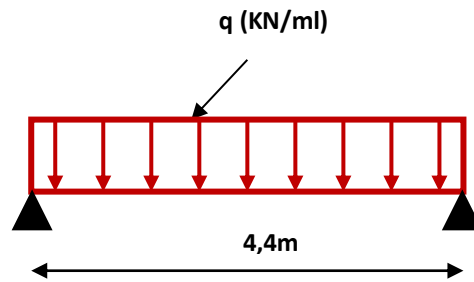


Figure IV.6: Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

#### IV.1.3.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

BAEL 91, les dimensions de la poutre sont

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \rightarrow \frac{480}{15} < h < \frac{480}{10} \rightarrow 32 < h < 48 \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9,67 \leq b \leq 30,8 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte :  $(b \times h) = (30 \times 40)$ .

#### IV.1.3.1.1. Vérifications des conditions de résistance (RPA99/V2003)

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\text{Le RPA99 préconise : } b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 \text{ cm} \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

#### IV.1.3.1.2. Evaluation des charges

La poutre palière est soumise à :

- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$ .
- Son poids propre le long de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids de la maçonnerie :  $G_{mac} = 2,52 \times \left[ (3,74 - 0,25) \times \frac{1}{2} \right] = 4,39 \text{ KN/ml}$
- Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :
  - ELU:  $R_b = 32,10 \text{ KN/ml}$
  - ELS :  $R_b = 23,07 \text{ KN/ml}$
- Combinaison de charge

#### ELU

$$q_u = 1,35 (G_p + G_{mac}) + R_b = 1,35 (3 + 4,39) + 32,10 = 42 \text{ KN/ml}.$$

ELS

$$q_s = G_p + G_{acc} + R_b = 3 + 4,39 + 23,07 = 29,46 \text{ KN/ml.}$$

IV.1.3.1.3. Calcul des sollicitationsELU

- Moment isostatique

$$M_o = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{42 \times 4,8^2}{8} = 120,96 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{42 \times 4,8}{2} = 100,8 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement on a :

**Sur appuis :**  $-0,3M_o = -0,3 \times 120,96 = -36,29 \text{ KN.m}$

**Sur travée :**  $-0,85M_o = -0,85 \times 120,96 = -102,82 \text{ KN.m}$

ELS

- Moment isostatique

$$M_{os} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{29,46 \times 4,8^2}{8} = 84,84 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29,46 \times 4,8}{2} = 70,7 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement on a :

**Sur appuis :**  $-0,3M_o = -0,3 \times 84,84 = -25,45 \text{ KN.M}$

**Sur travée :**  $-0,85M_o = -0,85 \times 84,84 = -72,11 \text{ KN.M}$

IV.1.3.1.4. Diagramme des moments et des efforts tranchants

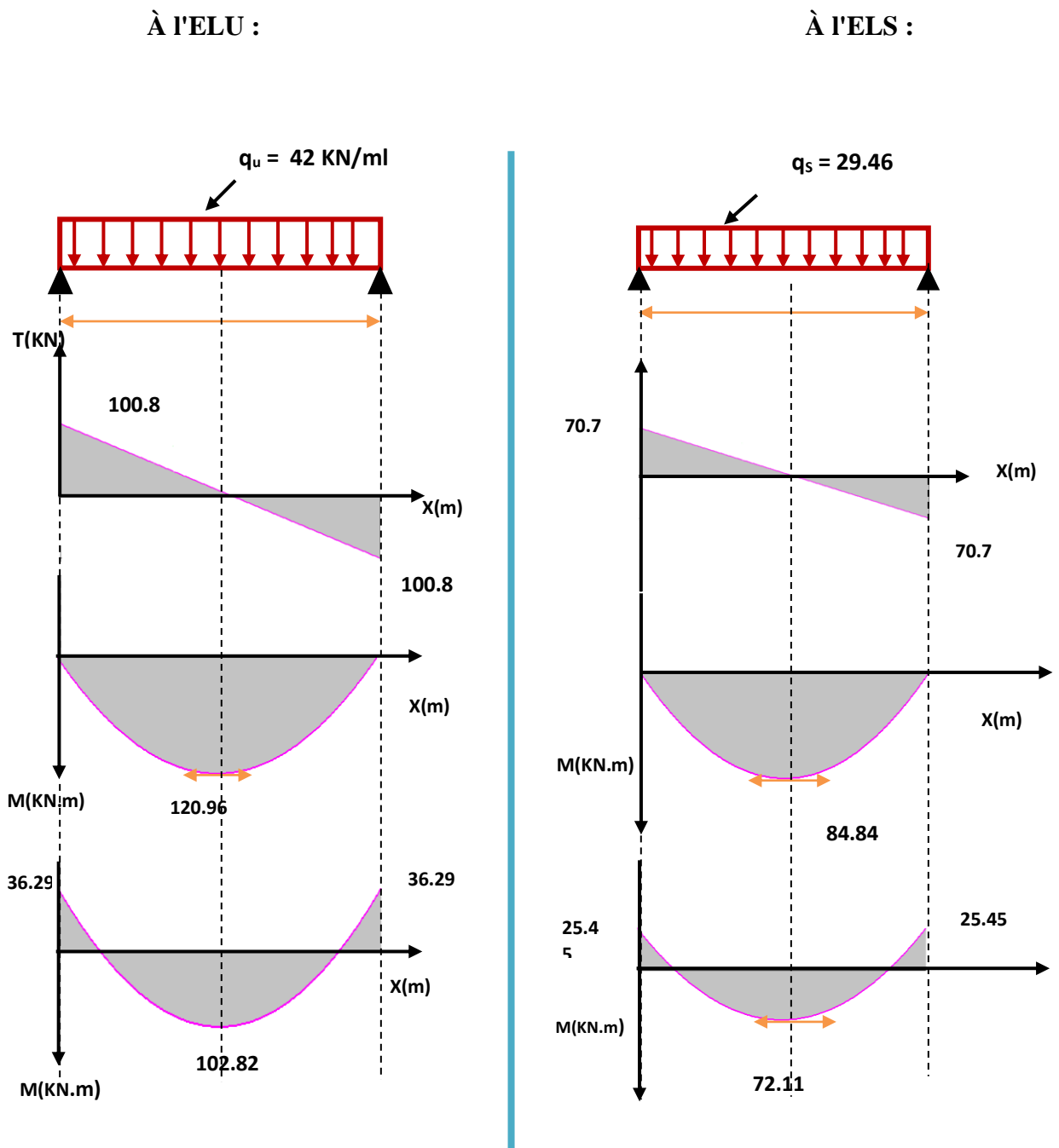


Figure IV.7: Diagramme Ferrailage de la poutre palière.

IV.1.3.2. Ferrailage de la poutre palière

a) -Armatures principales

- En appui

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b d^2 F_{bu}} = \frac{36,29}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,2} = 0,0657 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (A' = 0)$$

On a :

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\mu_{bu}) = 36(1 - 0,4 \times 0,0657) = 35,05 \text{ cm}$$

$$A_{bu} = \frac{M_a}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{36,29}{350,5 \times 348} = 2,98 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_u = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

• **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 F_{bu}} = \frac{102,82}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,2} = 0,186 < \mu_l = 0,392 \quad (A' = 0)$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\mu_{bu}) = 36(1 - 0,4 \times 0,186) = 33,32 \text{ cm}$$

$$A_{bu} = \frac{M_t}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{102,82}{333,2 \times 348} = 8,87 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_u = 6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2$

**b) -Calcul des Armatures transversale**

Leur diamètre est donné par le : (BAEL91 modifié 99/Art7.2.2)

$$\phi \leq \min \left[ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right] \rightarrow \phi \leq \min [1,14 ; 3 ; 1,4] = 1,1 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

b<sub>0</sub> : Largeur de la poutre

φ<sub>l</sub> : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Choix :  $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**L'espacement entre cadre** : D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :

- **En zone nodale** :  $S_t \leq \min \left( \frac{h_t}{4} , 12 \phi_l \right)$  en prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .
- **En zone courante** :  $S_t' < \frac{h_t}{2} = 20 \text{ cm}$  en prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**IV.1.3.2.1. Vérification à l'ELU**

**a) -Vérification de la condition de non fragilité** : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{500} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis** :  $A_{bu} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée
- **En travée** :  $A_{bu} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**b) -Vérification de l'effort tranchant :** (Art .A.5.1.1 /BAEL91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b d} = \frac{100.8}{300 \times 360} = 0,93 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPA} < 3,33 \rightarrow \text{CV}$$

**c)-Vérification de l'adhérence aux appuis :** (Art : A.6.1.3. BAEL.91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$$

$$\text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$Vu = 100,8 \text{ kn}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement ( $\psi_s=1,5$  pour FeE400)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{100.8}{0.9 \times 270 \times 263.67} = 1,57 \text{ MPA} < 3,15 \rightarrow \text{CV}$$

**IV.1.3.2.2. Vérification à l'ELS**

**a) -Vérification de la résistance à la compression du béton**

Dans le béton on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

Y : position de l'axe neutre

**Tableau IV.10: Vérification des contraintes de compression dans le béton.**

	M <sub>ser</sub> (KN. m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>bc</sub> π $\bar{\sigma}_{bc}$
Appui	25.45	4,62	61484,12	7,09	41.39	2,93	15	Vérifiée
Travée	72.11	9,24	94501,14	14,2	76.3	10.83	15	Vérifiée



**b) -Vérification des contraintes dans l'acier**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

- **Aux appuie**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{25,45}{61484,12} (360 - 7,09 \times 10) = 179,5 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 179,5 < 500 \rightarrow \text{CV}$$

- **En travée**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{72,11}{94501,14} (360 - 14,2 \times 10) = 249,5 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 249,5 < 500 \rightarrow \text{CV}$$

**IV.1.3.3. Vérification de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{480} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,083 > 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} = 0,09 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t,service}}{M_{a,service}} = 0,28 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{9,24 \times 10^2}{300 \times 360} = 0,008 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{500} = 0,008 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de la flèche**

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad ; \quad M_{sg} = \frac{G \cdot L^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{sg}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{gi} = \frac{M_{si} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{si} = \frac{G L^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{si} = 15 \frac{M_{si}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{spi} = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

• Le moment d'inertie fissurée

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu}$$

Les coefficients

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\mu_{gv} = \mu_{gi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A_s' \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] .$$

**Tableau IV.11 : Valeurs des coefficients.**

$I_0$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu_g$	$\mu_{pi}$	$I_{fgv}$	$I_{fgi}$	$I_{fpi}$
195481,6	0,009	2,62	1,05	0,61	0,24	131075,74	82761,04	132017,28

$$f_{gv} = \frac{17.88 \times 10^6 \times (4.14 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.81 \times 131075,74 \times 10^4} = 2,44 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{17.88 \times 10^6 \times (4.14 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 82761,04 \times 10^4} = 1,3 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{17.88 \times 10^6 \times (4.14 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 132017,28 \times 10^4} = 0,81 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} = 0,19 < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,88 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

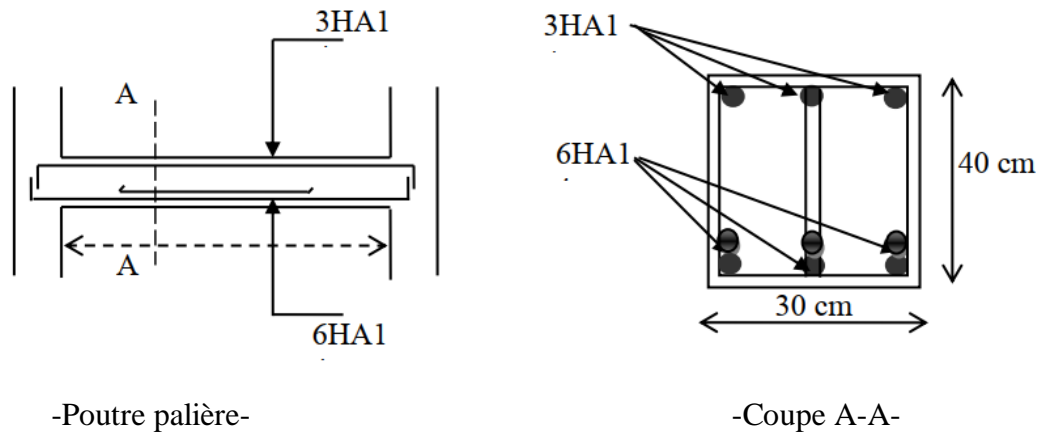
**IV.3.2.3. Schéma de ferrailage**

Figure IV.8: Schéma de ferrailage poutre palière.

**Balcon****IV.2. Etude du balcon****IV.2.1. Introduction**

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre. L'épaisseur de la dalle est conditionnée par :  $e \geq L/10$ .

$$e \geq 1,1/10$$

L : largeur du balcon

On prend comme épaisseur :  $e \geq 0,11$

Donc :  $e = 15 \text{ cm}$

**IV.2.2. Détermination des sollicitations**

Ces éléments sont calculés soit en continuité avec les planchers, par la méthode de CAQUOT, le rapport des portées étant généralement inférieure à 0.8, soit séparément. Ils sont calculés en fissuration préjudiciable.

**a) -Evaluation des actions**

- Epaisseur de la dalle  $e = 15 \text{ cm}$ .
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
  - Charges permanentes :  $G_1 = 5,11 \text{ KN/ m}^2$ .
  - Surcharges sur le balcon :  $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$ .
  - Charge de garde-corps :  $G_2 = 1 \text{ KN/m}$ .
  - Surcharges dus à la main courante :  $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$ .

**Calcul des sollicitations :** le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

**b) -Combinaison fondamentale**

**ELU**

$$q_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5$$

$$q_u = 12,15 \text{ KN/m.}$$

$$Q_u = 1,5 Q_2 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$P_u = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN.}$$

**ELS**

$$q_s = G + Q = 51,1 + 3,5 = 8,61 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN.}$$

$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN.}$$

**c)-Schéma statique de calcul**

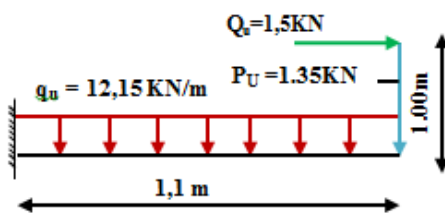


Schéma statique (ELU)

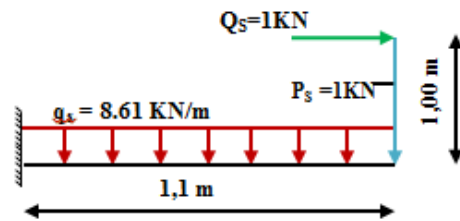


Schéma statique (ELS)

**IV.2.3. Les moments et Les efforts tranchants**

**ELU**

- Tronçon :  $0 \leq x \leq 1,1 \text{ m}$

$$M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - Q_u(x)$$

$$M_u(x) = -6,075 x^2 - 1,35 x - 1,5$$

$$M_u(0\text{m}) = -1,5 \text{ KN.m}$$

$$M_u(1.1\text{m}) = -10,33 \text{ KN.}$$

$$T_u(x) = q_u x + p_u$$

$$T_u(x) = 12,15x + 1,35$$

$$T_u(0\text{m}) = 1,35 \text{ KN}$$

$$T_u(1.1\text{m}) = 14,715 \text{ KN.}$$

**ELS**

- Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.1 \text{ m}$

$$M_s(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - Q_s(x)$$

$$M_s(x) = -4,3 x^2 - x - 1$$

$$M_s(0\text{m}) = -1 \text{ KN.m}$$

$$M_s(1.1\text{m}) = -7,3 \text{ KN.m}$$

$$T_s(x) = q_s x + P_s$$

$$T_s(x) = 8,61 x + 1$$

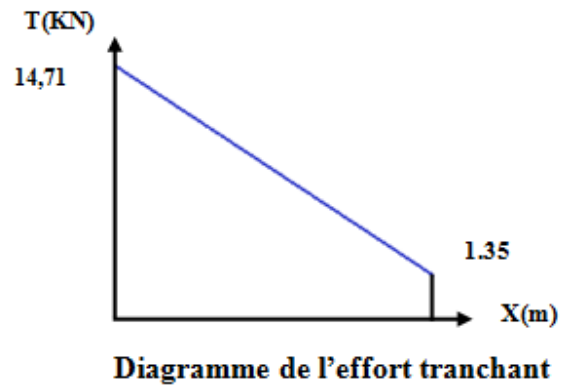
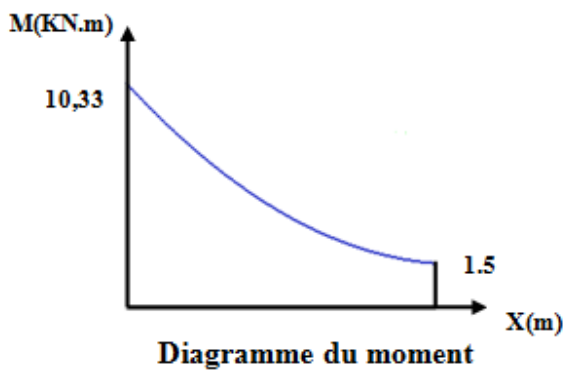
$$T_s(0\text{m}) = 1 \text{ KN}$$

$$T_s(1.1\text{m}) = 10,47 \text{ KN}$$

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.1	X=0	X=1.1
T(x) KN	1,35	14,715	1	10,47
M(X) KN.m	1,5	10,33	1	7,3

**IV.2.3.1. Diagramme des moments et des efforts tranchant**

**ELU**



ELS

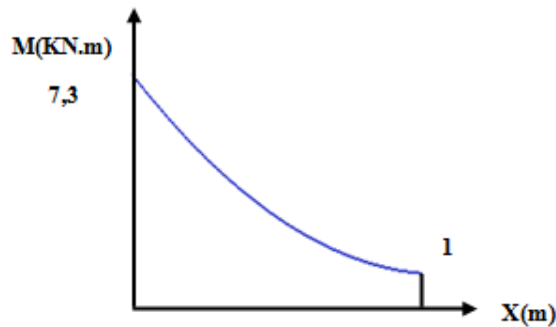


Diagramme du moment

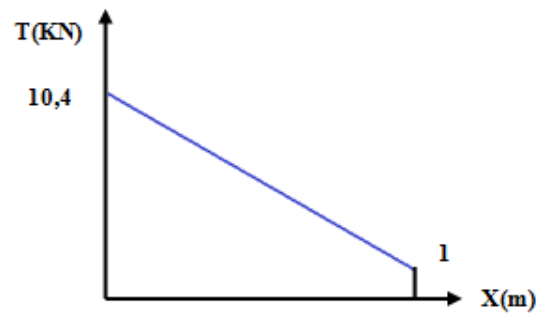


Diagramme de l'effort tranchant

IV.2.3. Ferrailage

Le calcul de ferrailage du balcon se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

Les données

$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{cd} = 348 \text{ MPa} ;$   
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}.$

IV.2.3.1. Armatures longitudinales

- Calcul du moment réduit  $\mu_{bu}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{10,33 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,040$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_1 = 0,392A'_s = 0$$

Section simplement armée.

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,33}{7,3} = 1,41$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,41) + 49(25) - 3050].10^{-4} = 0,302$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_1 = 0,302 \quad A'_s = 0$$

Section simplement armée.

- Calcul de  $A_s$  :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 13,5(1 - 0,6 \times 0,040) = 13,176 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{10,33 \times 10^6}{131,72 \times 348} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,25 \text{ cm}^2$  On adopte : **5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>** avec :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ c}$

**IV.2.3.2. Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1,41 \text{ cm}^2$  On adopte : **5HA8 = 3,93 cm<sup>2</sup>** avec :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

**Tableau IV.12 : Ferrailage du balcon.**

<b>M<sub>u</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>μ<sub>bu</sub></b>	<b>Z<sub>b</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>A<sub>s</sub> cal</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sub>s</sub> adoptée</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>r</sub> cal</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sub>r</sub> adoptée</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
10,434	0,040	131,72	2,25	5HA12	5,65	1,41	5HA8	3,93

**IV.2.3.3. Vérifications**

**ELU**

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{500} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$A_r = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

- **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$  .

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{14,71 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,4} = 0,642 \text{ MPa}.$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}.$$

On remarque que :  $\tau_{se} = 0,642 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

• **Cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}.$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{14,71 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,109 \text{ MPa}.$$

On remarque que :  $\tau_u = 0,109 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée, il n'y a pas risque de cisaillement.

**IV.2.3.4. Disposition des armatures**

**a) -Longitudinales**

$$S_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}.$$

**b) -Répartitions**

$$S_t = \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}.$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.13: Résultats des vérifications à l'ELU.**

	<b>C.N.F</b> <b>(A<sub>min</sub>)</b>	<b>Cisaillement</b> <b>(τ<sub>u</sub>)</b>	<b>Espacement (S<sub>t</sub>)</b>		<b>Adhérence</b> <b>(τ<sub>se</sub>)</b>
<b>Valeur calculée</b>	5,65	0,109	20	20	0,642
<b>Valeur admissible</b>	1,63	2,5	33	45	3,15
<b>Observation</b>	CV	CV	CV		CV

**ELS**

**Vérification de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$



$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV. 14 : Résultats des vérifications à la compression du béton**

$M_{ser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
7,449	9782	4,01	3,053	15	Condition vérifiée

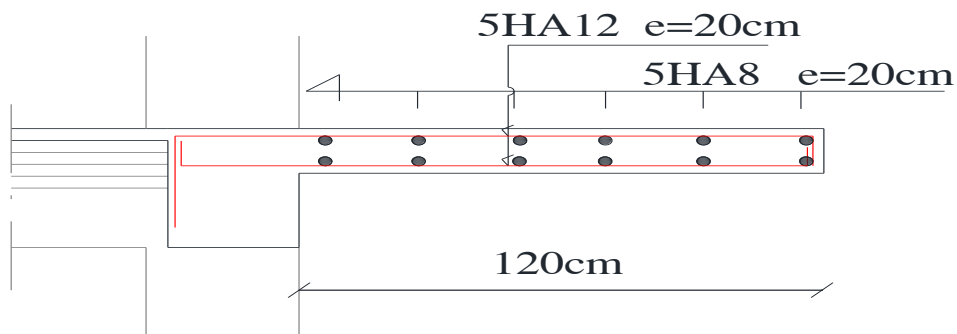
**Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{15}{110} \geq \frac{1}{20} \frac{7,3}{7,3} \quad 0,136 > 0,05 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad \frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \quad 4,1 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots CV$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

• **Ferraillage du balcon**



**Figure IV. 9: Ferraillage du balcon.**

***CHAPITRE V :***  
***ETUDE SISMIQUE***

**Chapitre V : Etude sismique****V.1. Etude dynamique****V.1.1 Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui ont le plus d'effets destructeurs sur les constructions provoquant des pertes humaines considérables et un impact économique conséquent, nous trouvons les tremblements de terre, surtout quand-ils sont dans les zones urbaines.

Face à ce risque, et vu l'impossibilité de prédire ces phénomènes, beaucoup d'investigations et de recherches ont été élaboré par plusieurs institutions à travers le monde dans le but de proposer des systèmes structuraux ductiles pouvant résister à ces sollicitations, afin de sauver les vies humaines en premier lieu et éviter l'endommagement des structures et donc minimiser les coûts de reconstruction.

Cette technique est connue par la construction parasismique, dont la conception de la structure est conforme à des règles et des bases bien définies et les calculs sont menés dans la plupart des cas sous des sollicitations dynamiques.

**V.1.2. Objectif de l'étude dynamique**

L'analyse dynamique structurale est généralement élaborée en deux parties principales, dont la première est relative à l'analyse modale avec comme objectif initial la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations et vérifier la stabilité globale de l'ouvrage, suivi par l'analyse spectrale (ou parfois temporelle) afin de vérifier la résistance des éléments structuraux L'ensemble est connu par « l'analyse modalo-spectrale ».

Il y a quelques années auparavant, cette étude été très complexe mais avec l'avancée de la technologie d'informatique et le développement des logiciels de modélisation numériques et de calcul qui sont de plus en plus très sophistiqués, cette analyse est actuellement devenue très simple.

**V.1.3. Modélisation numérique de la structure**

La modélisation d'un ouvrage revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle numérique ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

#### **V.1.4. Description du logiciel ETABS**

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS : Extended 3D Analysis of Building Systems**, qui est un logiciel conçu exclusivement pour le calcul et la vérification structurale des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour effectuer des analyses statiques et dynamiques.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde. Grâce à ces diverses fonctions il permet également une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment et il assure le transfert des données avec d'autres logiciels tels que (AUTOCAD, SAP2000, etc...).

#### **a/Modélisation de la 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 (beam) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres sont 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 attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

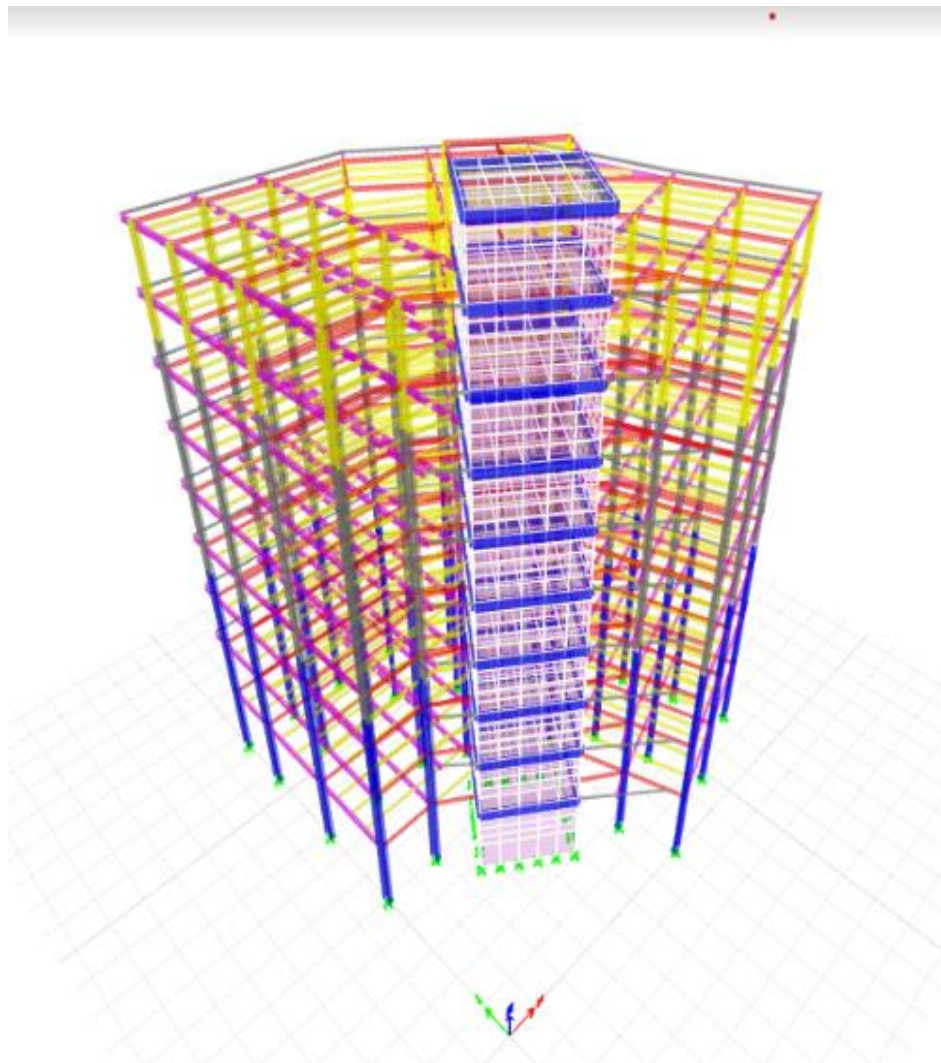
#### **b/Modélisation de la masse**

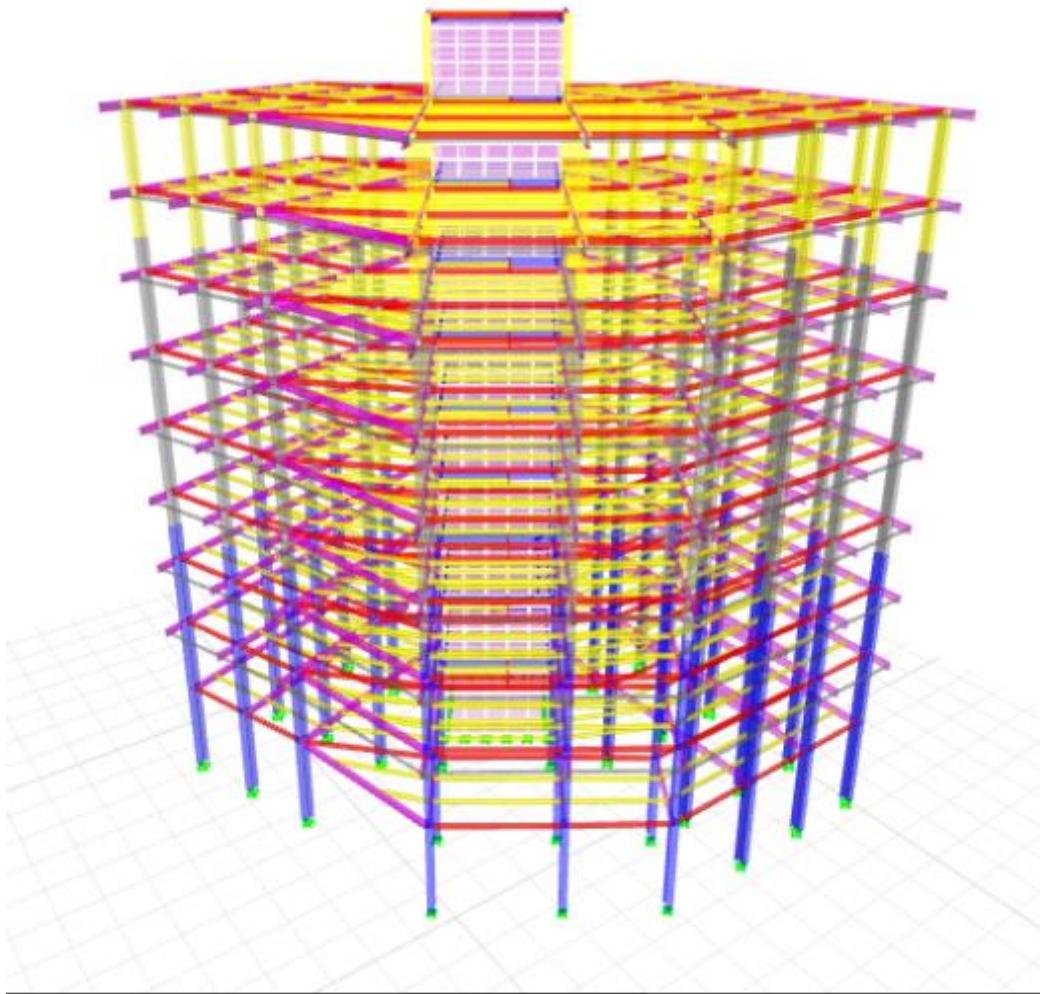
- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

- La masse considérée dans les calculs est calculée conformément à l'équation  $(G+\beta Q)$  exigée par le **RPA99 version 2003** avec coefficient  $(\beta=0.2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La charge des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

✓ **Présentation de la vue en 3D**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS2020 nous à donner la vue en 3D suivante :





**Figure V.1 : Schéma de la structure en 3D.**

## **V.2. Etude sismique du bâtiment**

### **V.2.1. Choix de la méthode de calcul**

Selon le règlement parasismique Algériennes RPA99/version 2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- La méthode d'analyse spectrale.

Pour notre bâtiment on a une irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modalo-spectrale pour le calcul et l'analyse sismique. Cette dernière - d'après le RPA99/version

2003- peut être utilisée dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise, tel qu'il est le cas de notre structure (irrégularité géométrique en plan).

### **V.2.2. Condition d' RPA99/Version 2003**

L'une des vérifications préconisées par le *RPA99 / Version 2003* (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par le modèle de calcul qui ne doit pas être inférieure à 80% de celle des forces déterminées par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse sismique (forces, déplacements, etc...) par le rapport :  $r = \frac{0.8 V}{V_t}$

### **V.3.Méthode dynamique modalo-spectrale**

#### **a) Principe**

Cette analyse est caractérisée par :

- La sollicitation sismique est appliquée sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement de la structure est supposé élastique permettant le calcul des modes propres.
- La réponse de la structure par les formes modales et les fréquences intrinsèques (propres) est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

#### **b) Application**

On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

$V_t$  : l'effort tranchant modal à la base

$\alpha_i$  : coefficient de participation du mode  $i$

$W$  : poids total de la structure

**1) Spectre de réponse de calcul**

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

• **Représentation graphique du spectre de réponse**

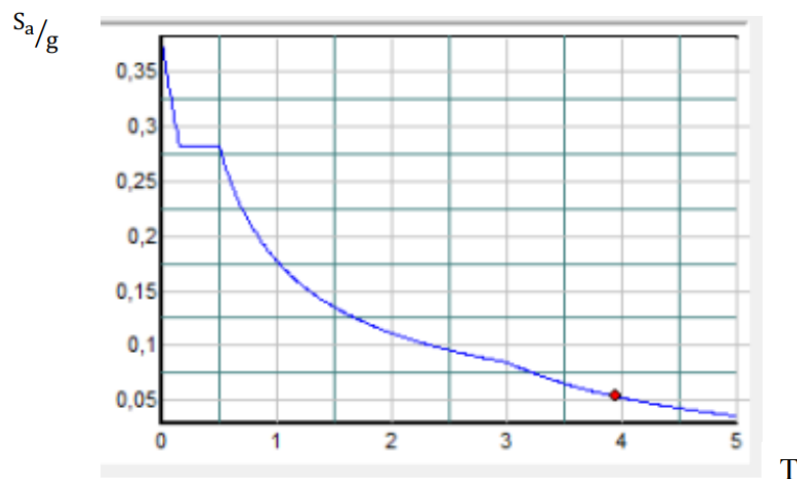


Figure V.2: Spectre de réponse.

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



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

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

Q : facteur de qualité.

#### **V.4.Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)**

##### **a) Principe**

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol qui peut se faire pour une direction quelconque dans un plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003, la méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I** : Tous les groupes d'usages.

**Zone II** : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2.....  $H_T \leq 7$  niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

**Zone III** : Groupe d'usage 2 et 3.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- Les groupes d'usages (1A, 1B, 2 et 3) sont définis dans le chapitre 3(Art 3.2) (RPA99v2003).

**Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale**

- Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, soit :
  - Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques.
  - Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale ayant un caractère opérationnel tels que casernes de pompiers, de police ou militaires, parcs d'engins et de véhicules d'intervention d'urgence et de secours.
  - Bâtiments des établissements publics de santé tels que les hôpitaux et centres dotés de services des urgences, de chirurgie et d'obstétrique.
  - Bâtiments des établissements publics de communications tels que les centres de télécommunications, de diffusion et de réception de l'information (radio et télévision), des relais hertziens, des tours de contrôle des aéroports et contrôle de la circulation aérienne.
  - Bâtiments de production et de stockage d'eau potable d'importance vitale.
  - Ouvrages publics à caractère culturel, ou historique d'importance nationale.
  - Bâtiments des centres de production ou de distribution d'énergie, d'importance nationale.
  - Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme.

**Groupe 1B : Ouvrages de grande importance**

- Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes.
- Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.
- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m.
- Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine.
- Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc.
- Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A.
- Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A.

- Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance.

**Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne**

- Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :
  - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.
  - Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, ...
  - Parkings de stationnement publics, ...

**Groupe 3 : Ouvrages de faible importance**

- Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs.
- Bâtiments à risque limité pour les personnes.
- Constructions provisoires.

**b) Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

suivante : 
$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

**D** : facteur d'amplification dynamique.

**Q** : facteur de qualité.

**R** : coefficient de comportement.

**W<sub>T</sub>** : poids total du bâtiment.

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P. A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Pour notre projet qui est situé dans la ville de Bouira, la zone **IIa** et groupe d'usage **2** ⇒

**A=0.15**

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T<sub>2</sub> : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S<sub>3</sub>).

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 R.P.A 2003).}$$

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = \mathbf{1} \text{(pour } \xi = 5\% \text{)} \dots\dots\dots \text{(article 4.2 R.P.A 2003)}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages....[tab4-2].

Nous prenons le cas le plus défavorable pour ξ = 5%. (Portique en acier dense).

**c) Estimation de la période fondamentale**

- La période fondamentale T=0,556s  
inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :  
**T=C<sub>T</sub>h<sub>N</sub><sup>3/4</sup>**(ART 4-2-4 RPA99/VER2003).

**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé  
⇒. **C<sub>T</sub> = 0,05**

**h<sub>N</sub> = 35,94m.** D'où :  $T = 0,05(37.56)^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0,734s}$   
**T=0,734s**

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante :

$$T=0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d}}$$

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

a) sens transversale :  $dy = 23,35 \text{ m} \longrightarrow T = 0,669 \text{ s.}$

b) sans longitudinale :  $dx = 22,36 \text{ m} \longrightarrow T = 0,684 \text{ s.}$

D’après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc: 
$$\begin{cases} T_x = 0,669 \text{ s.} \\ T_y = 0,684 \text{ s.} \end{cases}$$

On a:  $T_2 = 0.5 \text{ s}$

$T_2 = 0.5 \text{ s} < T_x < 3.0 \text{ s}$  donc  $D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$T_2 = 0.5 \text{ s} < T_y < 3.0 \text{ s}$  donc  $D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

D’où :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,669}\right)^{2/3} = 2,06 \\ D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,684}\right)^{2/3} = 2,03 \end{cases}$$

• **Coefficient de comportement global (R)**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement.

L’objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l’attribution pour chacune des catégories de cette classification d’un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) RPA99/version 2003** Nous avons choisi un **R=3 (Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé).**

• **Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots (\text{Art 4 .4 R.P.A 2003}).$$

Ou :  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

**Tableau V.1: Valeurs des pénalités.**

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
<b>Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>Redondance en plan</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>Régularité en plan</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>Régularité en élévation</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	Oui	0	Oui	0
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Oui	0	Oui	0

$$Q//xx = 1 + (0,05+0,05+0,05+0,05+0+0) = 1,2$$

$$Q//yy = 1 + (0,05+0,05+0,05+0,05+0+0) = 1,2$$

• **Poids total de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,  $\beta = 0,20$ .

$W_{gi}$  : poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : poids dû aux charges d'exploitations.

A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	Q	R	T(S)	W(KN)
0,15	2,06	2,03	1,2	3	0,734	26861,3517

- **Vérification des déplacements latéraux inter étages**

L'une des vérifications préconisées par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10 des RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k^x \leq \Delta_{adm}^x \text{ et } \Delta_k^y \leq \Delta_{adm}^y$$

Avec :  $\Delta_{adm} = 1\% h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_k^x = R_x r_x \delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R_y r_y \delta_{ek}^y$$

### **V.5. Résultat de l'analyse sismique**

Après élaboration de plusieurs simulations numériques en utilisant en premier lieu les sections des éléments pré-dimensionnées initialement, le modèle retenu est celui qui a donné complète satisfaction aux exigences réglementaires préconisées par le RPA99v2003 et ce qu'il soit en matière de stabilité globale de la structure (Période, participation massique, Déplacement) ou de résistance des éléments.

Les résultats enregistrés par ce modèle sont présentés en ce qui suit :

#### **V.5.1. Caractéristique dynamique propres du modèle**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,831 \text{ sec.}$
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **7ème** mode.

Tableau V.2: Participation massique du modèle de calcul.

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	0,831	50%	16%	50%	16%
2	0,698	16%	54%	66%	69%
3	0,463	3%	0%	70%	70%
4	0,214	11%	3%	81%	72%
5	0,15	3%	18%	84%	90%
6	0,131	1%	0%	85%	90%
7	0,114	8%	1%	93%	92%
8	0,088	0%	0%	93%	92%
9	0,07	0%	0%	94%	92%
10	0,067	1%	5%	94%	96%
11	0,058	0%	0%	95%	96%
12	0,056	3%	0%	98%	97%
13	0,051	0%	0%	98%	97%
14	0,045	0%	0%	98%	97%
15	0,043	0%	2%	98%	99%

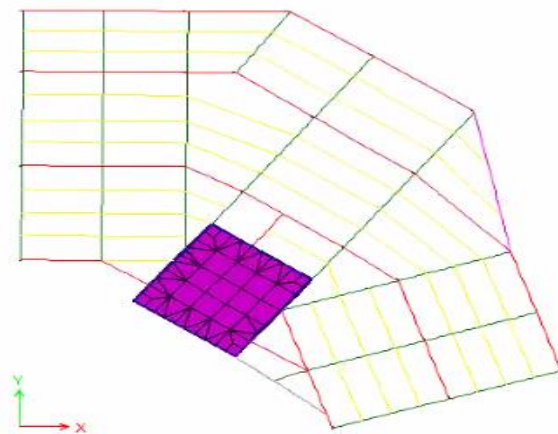


Figure V.3 : Mode 1.



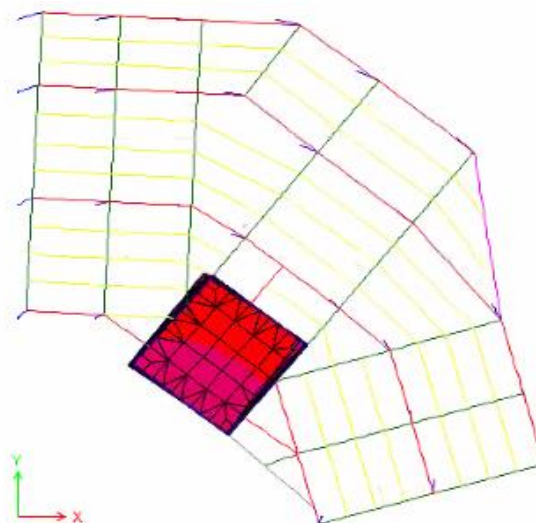


Figure V.4 : Mode 7.

- Résultats des forces sismiques

### V.5.2. Vérification de l'effort tranchant à la base selon les deux sens

Tableau V.3: Vérification de l'effort tranchant à la base.

$z$	A	D	Q	R	W (kN)	$V_{stat.}$ (kN)	$0.8V_{stat.}$ (kN)
x-x	0,15	2,06	1,2	3	26861,3517	3320,06	2656,05
y-y	0,15	2,03	1,2	3	26861,3517	3271,71	2617,37

	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_{Total}$ (kN)
$E_x$	2334,9501	1661,1187	2865,54
$E_y$	1661,1187	2791,2588	3248,14

Vu que les modes propres de la structure sont des modes couplés avec une participation massique considérable dans les deux directions XX et YY, la vérification des réactions à la base est principalement faite par rapport la force sismique globale  $F_{Totale}$  calculé par la racine de la somme des carrés des deux force  $F_x$  et  $F_y$ .

Selon les résultats présentés dans les deux tableaux, il est clair que les forces sismiques à la base obtenues par la combinaison modale sont supérieures à 80% de la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique équivalente pour les deux directions, dont les rapports sont :

- Sens XX : 1,25.
- Sens YY : 1,12.

Sur cette base, la réponse sismique dans le modèle numérique est corrigée par ces deux valeurs.

### **V.5.3. Vérification des déplacements inter étages**

D'après l'article (**Art 5.10**) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

- **Principe de calcul** : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad \text{Avec :}$$

- ✓ R : coefficient de comportement =3.
- ✓  $\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est :  $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\%h_0$

Avec : **h<sub>0</sub>** : est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.4: déplacements inter étage selon les deux sens

sens x-x.

Etage	U <sub>x</sub>	U <sub>x</sub> *R	Déplacement (cm)
9	0,03	0,11	11,95
8	0,033	0,09	10,76
7	0,02	0,087	9,46
6	0,02	0,07	8,08
5	0,02	0,06	6,65
4	0,01	0,04	5,21
3	0,01	0,03	3,81
2	0,007	0,02	2,49
1	0,003	0,01	1,17
Base	0	0	0

Etage	Déplacement total (cm)	$\Delta_k$ (cm)	h étage (cm)	1% h étage (cm)	Ratio %
9	11,94	1,18	296	2,96	40,10%
8	10,76	1,29	306	3,06	42,41%
7	9,46	1,38	306	3,06	45,21%
6	8,08	1,42	306	3,06	46,72%
5	6,65	1,43	306	3,06	46,90%
4	5,21	1,39	306	3,06	45,75%
3	3,81	1,31	306	3,06	43,01%
2	2,49	1,32	306	3,06	43,45%
1	1,17	1,17	340	3,4	34,41%

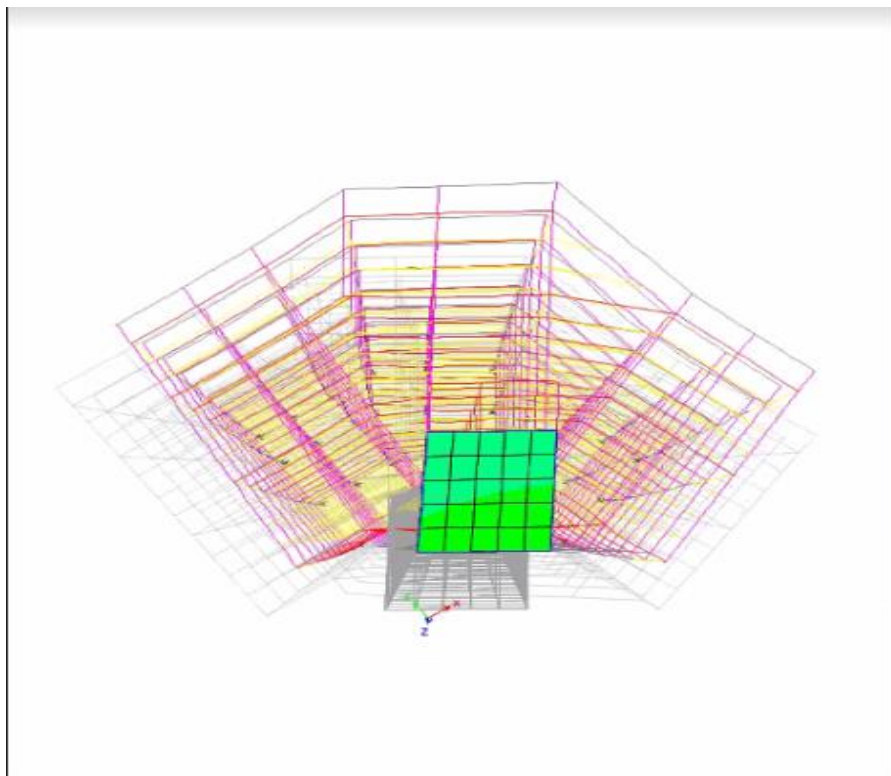


Figure V.5 : Déplacements inter étage selon le sens x-x.

Sens y-y

Etage	Déplacement total (cm)	$\Delta_k$ (cm)	h étage (cm)	1% h étage (cm)	Ratio %
9	19,02	1,87	296	2,96	63,43%
8	17,14	2,05	306	3,06	67,31%
7	15,08	2,19	306	3,06	71,90%
6	12,88	2,27	306	3,06	74,41%
5	10,61	2,28	306	3,06	74,78%
4	8,32	2,23	306	3,06	72,98%
3	6,08	2,10	306	3,06	68,64%
2	3,98	2,12	306	3,06	69,38%
1	1,86	1,86	340	3,4	54,86%

Etage	Uy	Uy*R	Déplacement (cm)
9	0,024	0,18	19,02
8	0,021	0,16	17,14
7	0,017	0,14	15,08
6	0,014	0,12	12,88
5	0,011	0,10	10,61
4	0,008	0,07	8,32
3	0,005	0,05	6,08
2	0,003	0,03	3,98
1	0,001	0,01	1,86
Base	0	0	0

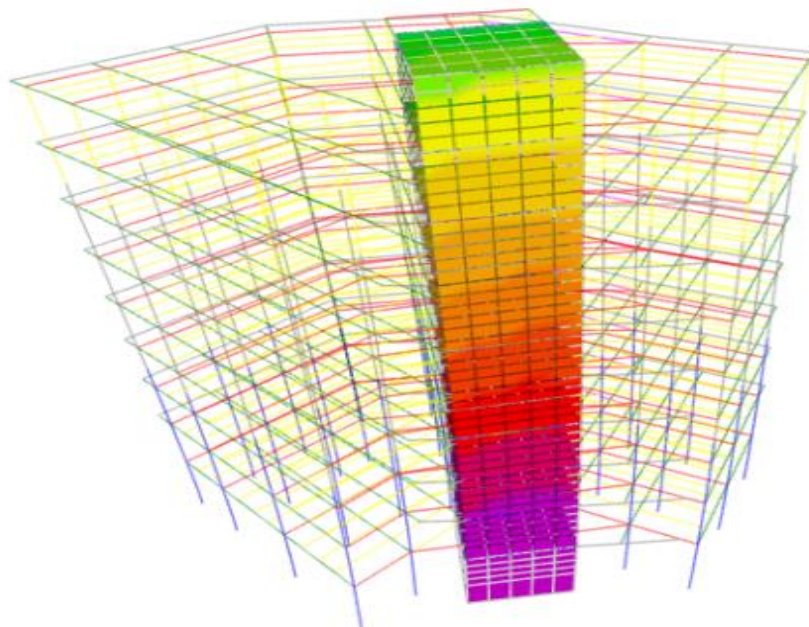


Figure V.6: Déplacements inter étage selon le sens y-y.

**V.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0,10 \text{ "Article 5.9 RPA99 version 2003"}$$

Avec :

**pk**: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$PK = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta WQi)$$

**Vk**: Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

**Δk**: Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

**Hk**: Hauteur d'étage 'k'.

**Tableau V5 : Vérification de l'effet P-delta sens x-x.**

Etage	Diaphragme	Mass x(t)	P <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	θ <sub>x</sub>	Observation
9	D10	44,85	440,0011	0,0187	112,70	2,96	0,00063044	cv
8	D5	278,45	2731,671	0,0205	711,91	3,06	0,00415339	cv
7	D9	284,85	2794,407	0,022	1212,85	3,06	0,00453843	cv
6	D8	290,22	2847,077	0,0227	1619,49	3,06	0,00478548	cv
5	D7	291,07	2855,494	0,0228	1951,34	3,06	0,00482362	cv
4	D6	291,30	2857,679	0,0223	2222,77	3,06	0,00471124	cv
3	D4	291,67	2861,38	0,0210	2443,85	3,06	0,00443678	cv
2	D3	292,36	2868,14	0,0212	2628,54	3,06	0,00449547	cv
1	D2	294,03	2884,459	0,0186	2777,19	3,4	0,00357442	cv
RDC	D1	301,75	2960.212	0	2865.53	4,08	0	cv

Tableau V6 : Vérification de l'effet P-delta sens y-y.

Etage	Diaphragme	Mass y(t)	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$h_k$	$\theta_y$	Observation
9	D10	44,85	440,0011	0,0187	140,12	2,96	0,00063976	cv
8	D5	278,45	2731,671	0,0205	864,50	3,06	0,00421478	cv
7	D9	284,85	2794,407	0,022	1434,83	3,06	0,0046055	cv
6	D8	290,22	2847,077	0,0227	1881,41	3,06	0,0048562	cv
5	D7	291,07	2855,494	0,0228	2241,98	3,06	0,00489491	cv
4	D6	291,30	2857,679	0,0223	2540,35	3,06	0,00478086	cv
3	D4	291,67	2861,38	0,0210	2792,15	3,06	0,00450235	cv
2	D3	292,36	2868,14	0,0212	2999,91	3,06	0,00456191	cv
1	D2	294,03	2884,459	0,0186	3158,80	3,4	0,00362724	cv
RDC	D1	301,75	2960.212	0	3248,14	4,08	0	cv



***CHAPITRE VI :***  
***VERIFICATION DES***  
***ELEMENTS***

**Chapitre VI : Vérification des éléments.**

**VI.1 Vérification des poteaux**

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

**VI.1.1. Vérification au flambement**

• **Combinaisons de charges**

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

**VI.1.1.1. 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  $M_y$  et  $M_z$ . 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 :

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

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

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

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

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

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$

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

**VI.1.1.2.Exemple de calcul**

- **Poteau centrale : HEA500**

$$N_{sd}^{MAX} \rightarrow M_{y,sd}^{corr} \text{ et } M_{z,sd}^{corr}$$

$$N_{sd}^{MAX} = 1460,675 \text{ kN.m} ; M_{y,sd}^{corr} = 43,105 \text{ kN.m} ; M_{z,sd}^{corr} = 6,382 \text{ kN.m}$$

**Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique du profilé HEA500.**

Désignation	Poids	Section	Caractéristiques							
	G kg/m	A mm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	Wel- y cm <sup>3</sup>	Wel- z cm <sup>3</sup>	Wpl- y cm <sup>3</sup>	Wpl- z cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA500</b>	155	19750	86970	10370	3550	691,1	3949	1050	20,98	7,24

- **Classification de profilé**

-Ame :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{444}{12} = 37 < 72\varepsilon = 66,24 \quad \text{âme de classe}$$

-Semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{117}{23} = 5,09 < 9\varepsilon = 8,28 \quad \text{semelle de classe 1}$$

**Section de classe 1**

$$\text{Plan y-y : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon} ; \left( \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92 \right)$$

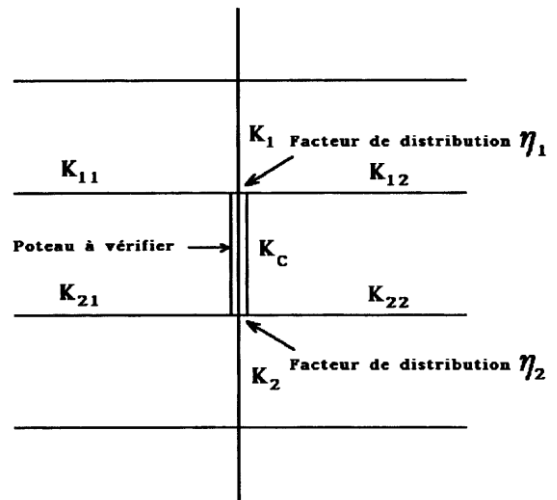
$$\text{Plan z-z : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon}$$

Alors :

$$\frac{L_f}{L_0} = \left( \frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right)$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}}$
- $K_C$  c'est la rigidité (ou la raideur) de poteau concerné.
- $K_{C1}$  et  $K_{C2}$  la rigidité des poteaux adjacents.



- $K_{Pij}$  la rigidité des poutres associées au nœud considéré.

• **Plan y-y ;**  $K_C = K_{C1} = \frac{I_y}{h} = \frac{86970 \times 10^4}{4,08 \times 10^3} = 213161,76$

$$K_{C2} = \frac{I_{y(HEA500)}}{h} = \frac{86970 \times 10^4}{3,4 \times 10^3} = 255794,12$$

$$K_{P11} = K_{P21} = \frac{I_{y(IPE400)}}{L_{(IPE400)}} = \frac{23130 \times 10^4}{4,85 \times 10^3} = 47690,72$$

$$K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_{y(HEA500)}}{L_{(HEA500)}} = \frac{86970 \times 10^4}{12 \times 10^3} = 72475$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}}$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,78 \\ \eta_2 = 0,79 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0,83 \rightarrow L_{fy} = 3386,4mm$$

- **Plan z-z :**

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_y}{h} = \frac{86970 \times 10^4}{4,08 \times 10^3} = 213161,76$$

$$K_{C2} = \frac{I_{y(HEA500)}}{h} = \frac{86970 \times 10^4}{3,4 \times 10^3} = 255794,12$$

$$K_{P11} = K_{P21} = K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_{y(IPE200)}}{L_{(IPE200)}} = \frac{1943 \times 10^4}{3,55 \times 10^3} = 5473,24$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,97 \\ \eta_2 = 0,98 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0,98 \rightarrow L_{fy} = 3998,4 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{3386,4/209,8}{86,388} = 0,19 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{3998,4/72,4}{86,388} = 0,63 \end{cases} \text{ Risque de flambement en plan z-z et y-y } (\bar{\lambda}_z > 0,2)$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h_{(HE500A)}}{b_{(HE500A)}} = \frac{490}{300} = 1,63 \geq 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 23 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

**Tableau VI.2: Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement.**

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha_y = 0,21 \quad \text{Et} \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0,52 \\ \text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,77 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y ; } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,19^2}} = 1 \\ \text{Plan z - z ; } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,63^2}} = 0,82 \end{cases} \chi_{min} = 0,82$$

**Sens Y-Y**

$$\beta_{M,y} = 1,8 - 1,7 \Psi \Rightarrow \Psi = \frac{7,493}{43,105} = 0,17$$

$$\beta_{M,y} = 1,511$$

$$\mu_y = 0,19 \times (2 \times 1,511 - 4) + \left( \frac{3949 - 3550}{3550} \right) = -0,07 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,07 \times 1460,675 \times 10^3}{1 \times 197,5 \times 10^2 \times 275} = 1,02 < 1,5$$

**Sens Z-Z**

$$\varphi = \frac{0,075}{6,382} = 0,01 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 1,7 \times (-0,01) = 1,78$$

$$\mu_z = 0,63 \times (2 \times 1,78 - 4) + \left( \frac{1059 - 691,1}{691,1} \right) = 0,25 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{0,25 \times 1460,675 \times 10^3}{0,82 \times 197,5 \times 10^2 \times 275} = 0,92 < 1,5$$

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

$$\frac{1460,675 \times 10^3}{0,82 \times 197,5 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,02 \times (43,105) \times 10^6}{3949 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,92 \times (6,382) \times 10^6}{1059 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,42 < 1$$

**Cas 2 :**

$$M_{y.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$M_{y.sd}^{MAX} = 43.105 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 1460,675 \text{ kN} ; M_{z.sd}^{corr} = 6,382 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 1.02 \text{ Et } K_z = 0.92$$

$$\frac{1460,675 \times 10^3}{0,82 \times 197,5 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,02 \times (43,105) \times 10^6}{3949 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,92 \times (6,382) \times 10^6}{1059 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,42 < 1$$

C'est vérifier.

**Cas 3 :**

$$M_{z.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{y.sd}^{corr}$$

$$M_{z.sd}^{MAX} = 15.89 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 1488,59 \text{ kN} ; M_{y.sd}^{corr} = 3.98 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.27 \text{ Et } \bar{\lambda}_z = 0.47 \text{ Risque de flambement en plan z-z}$$

$$\chi_y = 0.97 \text{ Et } \chi_z = 0.93 ; \chi_{min} = 0.93$$

$$K_y = 0.84 \text{ Et } K_z = 0.52$$

$$\frac{1488,59 \times 10^3}{0,93 \times 112,5 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,84 \times 3 \times 10^6}{1383 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,52 \times 15,89 \times 10^6}{641,2 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,71 < 1$$

C'est vérifier.

- HEA450

Tableau VI.3 : Caractéristique géométrique IPE450.

Désignation	Poids	Section	Caractéristiques							
	G kg/m	A mm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>el-z</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
HEA450	140	178	63720	9465	2896	631	3216	965,5	18,92	7,29

Tableau VI.4 : Valeur de vérification HEA450.

Cas	Profile	N <sub>sd</sub> (kN)	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	λ <sub>y</sub>	λ <sub>z</sub>	X <sub>min</sub>	K <sub>y</sub>	K <sub>z</sub>	résultats	note <1
1	HEA450	707,18	33,09	-0,83	0,16	0,34	0,95	0,99	1,00	0,20	v
2		707,18	33,09	-0,83	0,16	0,34	0,95	0,99	1,00	0,20	v
3		638,91	57,34	2,32	0,16	0,34	0,95	0,99	1,00	0,23	v

- HEA400

Tableau VI.5 : Caractéristique géométrique HEA400.

Désignation	Poids	Section	Caractéristiques							
	G kg/m	A mm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	Wel- y cm <sup>3</sup>	Wel- z cm <sup>3</sup>	Wpl- y cm <sup>3</sup>	Wpl- z cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
HEA400	125	159	45070	8564	2311	570,9	2562	872,9	16,84	7,34

Tableau VI.6 : Valeur de vérification HEA400.

Cas	Profile	N <sub>sd</sub> (kN)	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	λ <sub>y</sub>	λ <sub>z</sub>	X <sub>min</sub>	K <sub>y</sub>	K <sub>z</sub>	résultats	note <1
1	HEA400	218,3	29,43	0,12	0,17	0,47	0,90	0,9	1,000	0,11	v
2		162,11	48,04	0,85	0,17	0,47	0,90	1,00	0,999	0,12	v
3		162,11	48,04	0,85	0,17	0,47	0,90	1,00	1,000	0,12	v

**VI.1.2. Les vérifications au déversement**

Dans le cas de la flexion composée il y'a lieu aussi de vérifier la résistance du profilé au déversement :

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{Nsd}{x \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad (\text{CCM 97,5.52})$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times Nsd}{\chi_{LT} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad K_{LT} \leq 1$$

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

Où :

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

• **Pour HEA500**

$$\beta_{M,LT} = 1,511$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,63 \times 1,511 - 0,15 = 0,007 \leq 0,90 \text{ (OK)}$$

**Calcul de  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$$

**Tableau VI.7: Calcul des paramètres de  $\chi_{LT}$  HEA500.**

$C_1$	$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\alpha_{LT}$	$\phi_{LT}$
1,132	49,13	0,57	0,21	0,70

$$\chi_{LT} = 0,62$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,007 \times 1460,675 \times 10^3}{0,62 \times 197,5 \times 10^2 \times 275} = 0,99 \leq 1,5 \text{ OK}$$

$$\frac{1460,675 \times 10^3}{0,82 \times 197,5 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 43,105 \times 10^6}{\frac{3949 \times 10^3 \times 275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 6,382 \times 10^6}{\frac{1059 \times 10^3 \times 275}{1,1}} = 0,47 < 1 \text{ OK}$$

• **Pour HEA450**

$$\beta_{M,LT} = 1,95$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,34 \times 1,95 - 0,15 = -0,05 \leq 0,90 \quad \text{mais} \quad \mu_{LT} \leq 0,90$$

• **Calcul de  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$$



Tableau VI.8: Calcul des paramètres de  $\chi_{LT}$  HEA450.

$C_1$	$\lambda_{LT}$	$\overline{\lambda}_{LT}$	$\alpha_{LT}$	$\phi_{LT}$
1,132	37,69	0,43	0,21	0,62

$\chi_{LT}=0,62$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,05 \times 707,185 \times 10^3}{0,62 \times 178 \times 10^2 \times 275} = 1,01 \leq 1,5 \text{ OK}$$

$$\frac{707,185 \times 10^3}{0,95 \times 178 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,01 \times 33,09 \times 10^6}{\frac{3216 \times 10^3 \times 275}{1,1}} + \frac{1,01 \times -0,836 \times 10^6}{\frac{965,5 \times 10^3 \times 275}{1,1}} = 0,21 < 1 \text{ OK}$$

• Pour HEA400

$\beta_{M.LT} = 2,97$

$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,34 \times 2,97 - 0,15 = 0,001 \leq 0,90$

➤ Calcul de  $\chi_{LT}$  :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 + \overline{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$$

Tableau VI.9: Calcul des paramètres de  $\chi_{LT}$  HEA400.

$C_1$	$\lambda_{LT}$	$\overline{\lambda}_{LT}$	$\alpha_{LT}$	$\phi_{LT}$
1,132	37,39	0,43	0,21	0,62

$\chi_{LT}=0,72$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,001 \times 218,3 \times 10^3}{0,72 \times 159 \times 10^2 \times 275} = 0,99 \leq 1,5 \text{ OK}$$

$$\frac{218,3 \times 10^3}{0,90 \times 159 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 29,43 \times 10^6}{\frac{2562 \times 10^3 \times 275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 0,121 \times 10^6}{\frac{872,9 \times 10^3 \times 275}{1,1}} = 0,11 < 1 \text{ OK}$$

VI.2. Vérification des poutres

La vérification des poutres se fait par les formules suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50% de  $V_{pl,Rd}$  il faut vérifier que :

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

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

Tableau VI.10 : Caractéristique géométrique et mécanique IPE400.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques							
	G kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>el-z</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE400</b>	66,3	8446	400	180	13,5	23130	1318	1156	146,4	1307	229	16,55	3,95

$$M_{sd} = 49,42 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 77,90 \text{ KN}$$

**VI.2.1. Vérifications de la résistance**

- **Moment fléchissant**



Figure VI.1: Diagramme Des Moments De La poutre IPE400 La plus sollicité (G+Q-Ey).

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

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1200 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1615 \text{ KN}$$

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

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 84,46 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 2206,52 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$R_w = 0,9 \times f_y \times A_w = 0,9 \times 275 \times 3207,8$$

$$R_w = 793,930 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + h_p\right)$$

$$= 2206.52 \times \left(\frac{400}{2}\right) + 1615 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right) \times 10^{-3}$$

$$M_{sd} = 49,42 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 606,84 \text{ kN.m}$$

• **Effort tranchant**

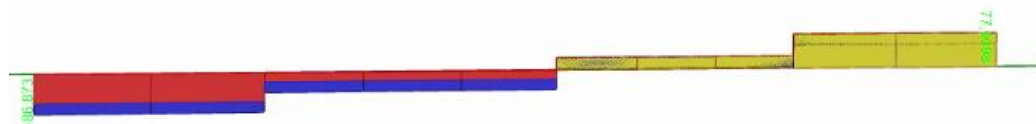


Figure VI.2: Diagramme de l'effort tranchant.

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

$$V_{plRd} = \frac{4269,1 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 677,80 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 77,90 \text{ kN} < V_{plRd} = 677,80 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 77,90 \text{ kN} < 0,5 V_{plRd} = 338,91 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

**VI.3. Vérification de la poutre secondaire**

Tableau VI.11 : Caractéristique géométrique et mécanique IPE200.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques							
	G kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>el-z</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE200</b>	22,4	2848	200	100	8,5	1943	142,4	194,3	28,47	220,6	44,61	8,6	2,24

$$M_{sd} = 48,25 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 36,79 \text{ kN}$$

## VI.3.1. Vérifications de la résistance

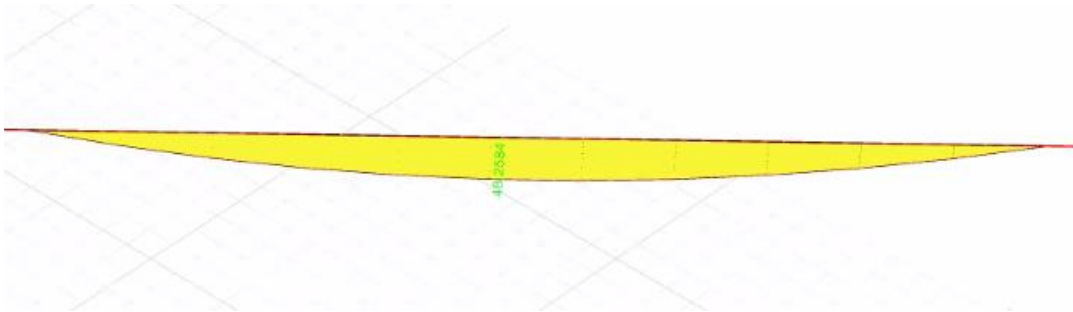
• Moment fléchissant

Figure VI.3: Diagramme Des Moments De La poutre IPE200 La plus sollicité  
(1.35G+1.5Q).

• Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1400 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1884,17 \text{ KN}$$

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

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 2848 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 744,04 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

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

$$M_{plrd} = 744,04 \times \left( \frac{0,2}{2} + 0,095 + 0,055 - \frac{744,04 \times 0,2}{1884,17 \times 2} \right)$$

$$M_{sd} = 48,25 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 145,63 \text{ kN.m}$$

• Effort tranchant

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

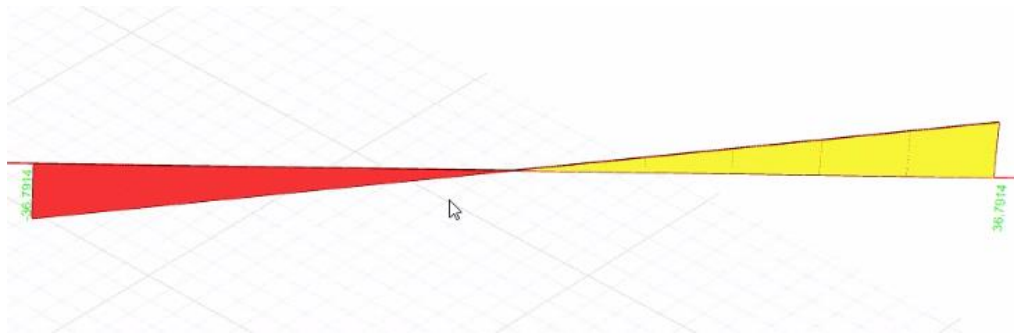


Figure VI.4: Diagramme de l'effort tranchant.

$$V_{plRd} = \frac{1399,6 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 222,22 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 36,79 \text{ kN} < V_{plRd} = 222,22 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 36,79 \text{ kN} < 0,5V_{plRd} = 111,11 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

• **Déversement**

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

**VI.4. Vérification des solives**

Tableau VI.12 : Caractéristique géométrique et mécanique IPE180.

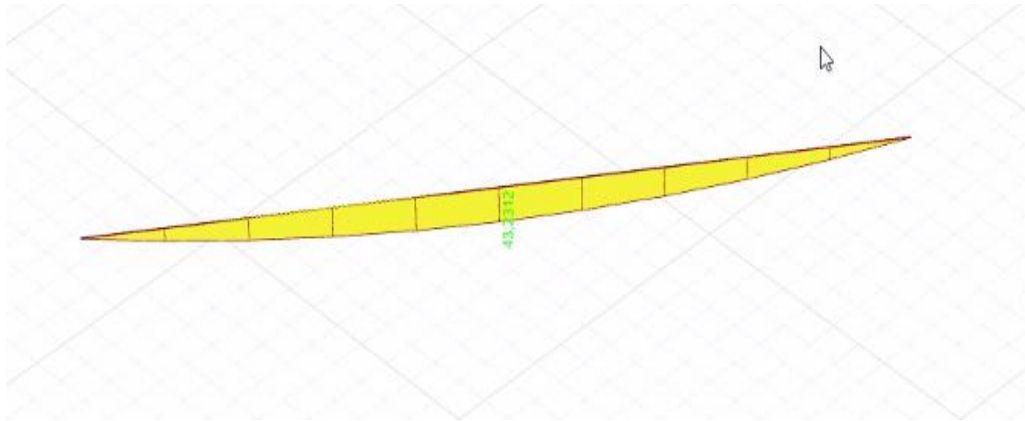
Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques							
	G kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>el-z</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE180</b>	18,8	2710	180	91	8	1317	142,4	146,3	22,16	166,4	34,60	7,42	2,05

$$M_{sd} = 43,23 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 34,61 \text{ kN}$$

**VI.4.1. Vérifications de la résistance**

• **Moment fléchissant**



**Figure VI.5: Diagramme Des Moments De La poutre IPE200 La plus sollicité (1.35G+1.5Q).**

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

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times hc \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1240 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1668,83 \text{ KN}$$

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

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 2710 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 707,99 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

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

$$M_{\text{plrd}} = 707,99 \times \left( \frac{0,18}{2} + 0,095 + 0,055 - \frac{707,99 \times 0,18}{166,837 \times 2} \right)$$

$$M_{\text{sd}} = 43,23 \text{ kN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 142,89 \text{ kN.m}$$

• **Effort tranchant**

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

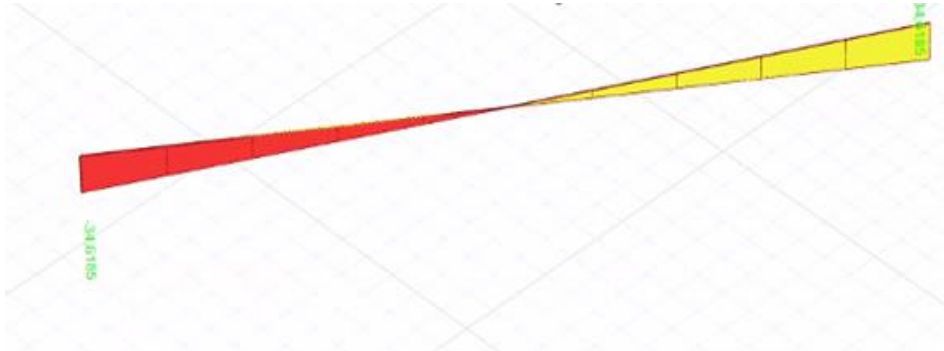


Figure VI.6: diagramme de l'effort tranchant.

$$V_{plRd} = \frac{1125,4 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 178,68 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 34,61 \text{ kN} < V_{plRd} = 178,68 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 34,61 \text{ kN} < 0,5 V_{plRd} = 89,34 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

• **Déversement**

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

**VI.5. Ferrailage de noyau central**

Suivant la méthode des contraintes, Le calcul du ferrailage est principalement fait à la flexion composée s'en utilisant l'effort normal et le moment de flexion sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

Les démarches de calcul sont données comme suit :

- $\sigma_t = \frac{N}{eI} - \frac{MV}{eI}$  ; avec  $S = e \times L_{voile}$
- $\sigma_c = \frac{N}{S} + \frac{M}{2}$  ; on doit vérifier que  $\sigma_c < 0.85 \times \frac{f_{c28}}{1.15}$
- $L_T = \frac{(\sigma_t \times L)}{(\sigma_t + \sigma_c)}$
- $A_s = \frac{P_t}{F_e}$  ; avec  $P_t = \frac{\sigma_t \times L_T \times b}{2}$  et  $F_e = 500 \text{ Mpa}$
- $A_{s(min)} = 0.20\%$  de la section horizontale du béton tendu ( $L_T \times e$ ).

**VI.5.1. Disposition de noyau central**

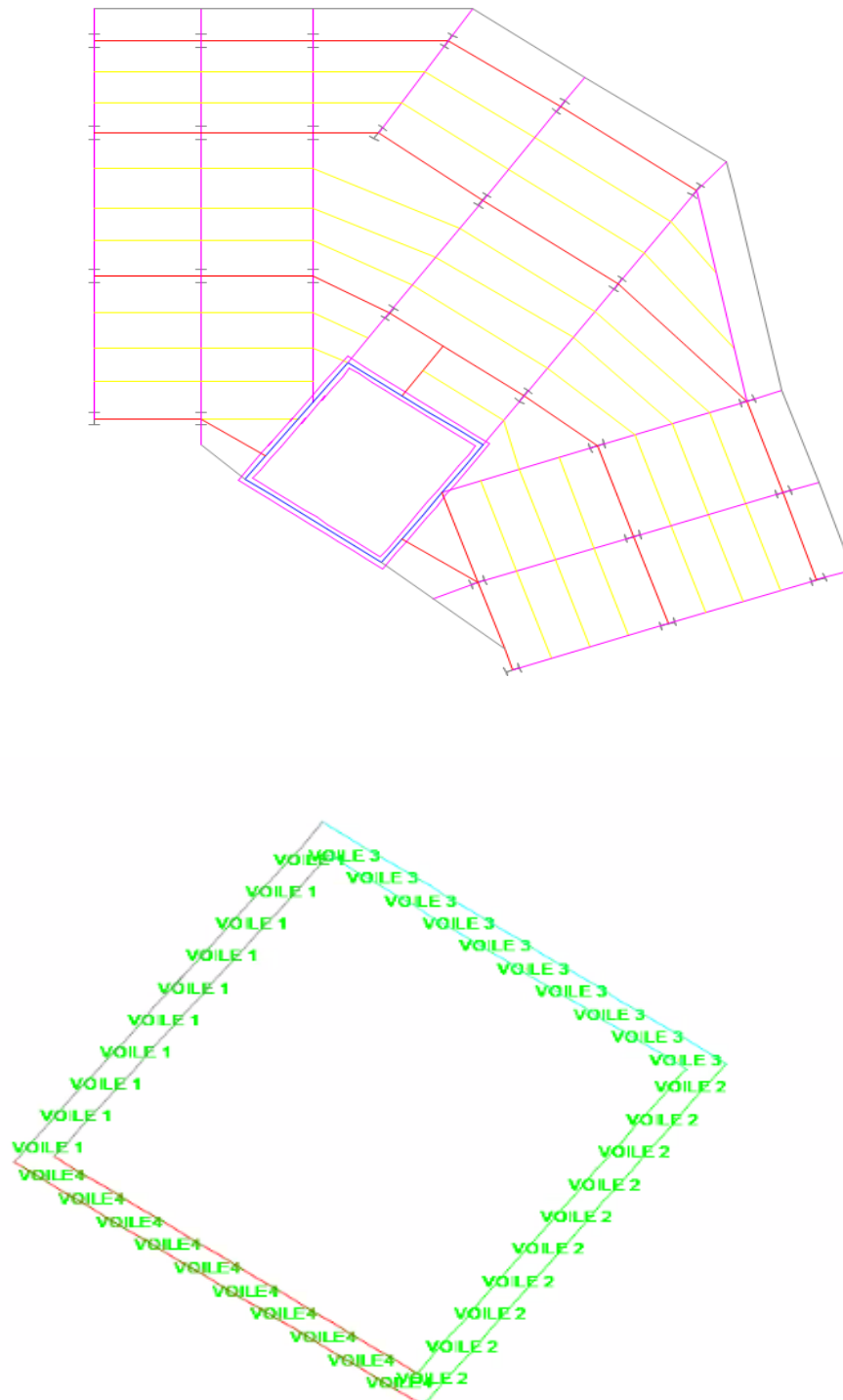


Figure VI.7 : Plan de disposition de noyau central.



-Pour le ferrailage on découpe en 3 zones :

**Tableau VI.13: Zone de calcul pour le ferrailage des voiles.**

Zone	Niveaux
1	RDC >> 1 <sup>er</sup> étage
2	2 <sup>ème</sup> >> 5 <sup>ème</sup> étage
3	6 <sup>ème</sup> >> 9 <sup>ème</sup> étage

-Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**VI.5.2. Ferrailage des voiles**

**VI.5.2.1. Ferrailage vertical**

Nous calculons le ferrailage des voiles par la méthode des contraintes.

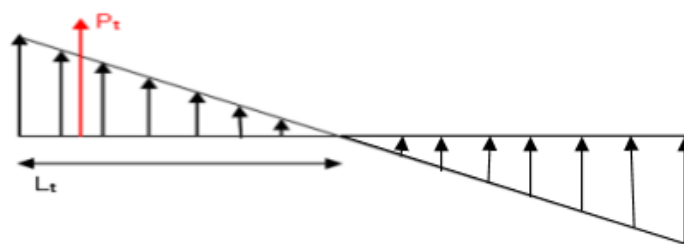
• **Exemple de calcul de RDC**

-Pour le voile V<sub>1</sub> : M<sub>max</sub>=11088,36kN.m ; N<sub>cor</sub>=2580,43 kN ; L= 5.1 m ; e= 30 cm.

$$\sigma_t = \frac{N}{eL} - \frac{MV}{el} = \sigma_t = \frac{2580,43 \times 10^3}{5700 \times 300} - \frac{11088,36 \times 10^6 \times 2850}{300 \times \frac{5700^3}{12}} = -5,32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{eL} + \frac{MV}{el} = \frac{2580,43 \times 10^3}{5700 \times 300} + \frac{11088,3 \times 10^6 \times 2850}{300 \times \frac{5700^3}{12}} = 8,33 \text{ Mpa}$$

• **La longueur de la zone tendue**



$$L_T = \frac{(\sigma_t \times L)}{(\sigma_t + \sigma_c)} = L_T = \frac{(-5,32 \times 5700)}{(-5,32 + 8,33)} = -10,04 \text{ m}$$

-On calcul la force de la traction Pt :

$$A_s = \frac{P_t}{F_e} \quad ; \quad \text{avec} \quad P_t = \frac{-5,32 \times -10,04 \times 300}{2} = 8007,94 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{8007,94}{500} = 160,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.2\% \times (570 \times 300) = 22,80 \text{ mm}^2$$

**Voile 1 :**

**Tableau VI.14: Calcule du ferrailage de voile 1.**

ZONE	N	M	$\sigma_t$	$\sigma_c$	Lt	P T	As	As min	As
	(KN)	(KN.m)	(Mpa)	(Mpa)	(m)	(KN)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
ZONE 3	752,78	1121,42	-0,25	1,13	-1,62	60,74	1,215	22,80	43,50
	54,29	1475,75	-0,88	0,94	-78,69	10348,26	20,697	22,80	
	-2603,04	1161,86	-2,24	-0,81	4,19	-1405,92	-28,118	22,80	
ZONE 2	1596,37	3429,77	-1,18	3,04	-3,60	635,16	12,703	22,80	165,39
	958,83	5878,63	-3,06	4,18	-15,54	7129,68	142,594	22,80	
	-7599,08	3474,84	-6,58	-2,30	4,22	-4168,79	-83,376	22,80	
ZONE 1	5831,46	5483,80	0,03	6,79	0,03	0,15	0,003	22,80	182,96
	2580,43	11088,36	-5,32	8,33	-10,04	8007,94	160,159	22,80	
	-10578,95	5521,29	-9,59	-2,79	4,42	-4232,61	-84,652	22,80	

**Tableau VI.15 : Ferrailage final vertical de voile.**

Voile	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Asv (cm <sup>2</sup> )	160,159	142,594	20,697
As min(cm <sup>2</sup> )	22,80	22,80	22,80
Astot (cm <sup>2</sup> )	182,96	165,39	43,50
Choix	(40T25+12T20)	40T20+20T16	20T20
As adoptée (cm <sup>2</sup> )	271,74	165,87	62,83
Espacement (cm)	15	15	15

**Voile 2 :**

**Tableau VI.16 : calcul du ferrailage de voile 2.**

<b>ZONE</b>	<b>N</b>	<b>M</b>	<b><math>\sigma_t</math></b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>Lt</b>	<b>P T</b>	<b>As</b>	<b>As min</b>	<b>As</b>
	<b>(KN)</b>	<b>(KN.m)</b>	<b>(Mpa)</b>	<b>(Mpa)</b>	<b>(m)</b>	<b>(KN)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>ZONE 3</b>	439,92	671,56	-0,16	0,67	-1,73	40,51	0,810	22,800	23,610
	-270,43	1165,65	-0,88	0,56	15,78	-2072,88	-41,458	22,800	
	-1746,49	687,42	-1,44	-0,60	4,03	-873,37	-17,467	22,800	
<b>ZONE 2</b>	3295,20	1575,20	0,96	2,90	1,42	203,33	4,067	22,800	60,382
	688,61	2815,50	-1,33	2,14	-9,42	1879,12	37,582	22,800	
	-5746,61	1600,55	-4,35	-2,38	3,69	-2402,53	-48,051	22,800	
<b>ZONE 1</b>	5212,01	3426,74	0,94	5,16	0,88	123,55	2,471	22,800	63,163
	1884,41	5495,43	-2,28	4,48	-5,90	2018,14	40,363	22,800	
	-8305,91	3456,33	-6,98	-2,73	4,10	-4294,01	-85,880	22,800	

**Tableau VI.17: Ferrailage final vertical de voile 2.**

<b>Voile</b>	<b>Zone 1</b>	<b>Zone 2</b>	<b>Zone 3</b>
<b>Asv (cm2)</b>	40,363	37,582	0,810
<b>As min (cm2)</b>	22,80	22,80	22,80
<b>Astot (cm2)</b>	63,163	60,382	23,610
<b>Choix</b>	(40T25+12T20)	40T20+20T16	20T20
<b>As adoptée (cm2)</b>	271,74	165,87	62,83
<b>Espacement (cm)</b>	15	15	15

Voile 3

Tableau VI.18: calcul du ferrailage de voile 3.

ZONE	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_t$ (Mpa)	$\Sigma c$ (Mpa)	Lt (m)	P T (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
ZONE 3	439.92	671.56	-0,16	-0,23	0,80	-2,03	69,68	1,394	21,794
	-270.43	1165.65	-0,88	-1,07	0,72	15,48	-2491,79	-49,836	
	-1746.49	687.42	-1,44	-1,67	-0,61	3,73	-934,61	-18,692	
ZONE 2	3295.20	1575.20	0,96	0,94	3,36	1,12	157,76	3,155	70,385
	688.61	2815.50	-1,33	-1,71	2,62	-9,72	2499,23	49,985	
	-5746.61	1600.55	-4,35	-4,99	-2,53	3,39	-2532,41	-50,648	
ZONE 1	5212.01	3426.74	0,94	0,77	6,04	0,58	66,85	1,337	76,077
	1884.41	5495.43	-2,28	-2,99	5,46	-6,20	2783,86	55,677	
	-8305.91	3456.33	-6,98	-8,09	-2,77	3,80	-4607,28	-92,146	

Tableau VI.19 : Ferrailage final vertical de voile.

Voile	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Asv (cm <sup>2</sup> )	55,677	49,985	1,394
As min (cm <sup>2</sup> )	20,40	20,40	20,40
Astot (cm <sup>2</sup> )	76,077	70,38	21,794
Choix	(40T25+4T20)	40T20	40T16
As adoptée (cm <sup>2</sup> )	208,9	125,66	80,42
Espacement (cm)	20	20	20

Voile 4

Tableau VI.20 : Calcule du ferrailage de voile 4.

ZONE	N	M	$\sigma_t$	$\sigma_c$	Lt	P T	As	As min	As
	(KN)	(KN.m)	(Mpa)	(Mpa)	(m)	(KN)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
ZONE 3	143,80	59,39	0,05	0,14	1,31	9,50	0,190	20,400	21,794
	143,80	59,39	0,05	0,14	1,31	9,50	0,190	20,400	
	-370,68	56,66	-0,29	-0,20	3,01	-128,99	-2,580	20,400	
ZONE 2	803,41	129,73	0,43	0,62	2,07	131,79	2,636	20,400	70,385
	770,64	279,63	0,29	0,72	1,46	63,28	1,266	20,400	
	-1288,54	123,98	-0,94	-0,75	2,84	-399,19	-7,984	20,400	
ZONE 1	1390,59	61,00	0,86	0,96	2,42	312,69	6,254	20,400	76,077
	1257,43	561,26	0,39	1,25	1,21	70,89	1,418	20,400	
	-1844,47	63,10	-1,25	-1,16	2,65	-498,98	-9,980	20,400	

Tableau VI.21: Ferrailage final vertical de voile 4.

Voile	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Asv (cm <sup>2</sup> )	6,254	2,636	0,190
As min (cm <sup>2</sup> )	20,40	20,40	20,40
Astot (cm <sup>2</sup> )	26,654	23,03	20,59
Choix	40T16	40T16	40T14
As adoptée (cm <sup>2</sup> )	80,42	80,42	61,58
Espacement (cm)	20	20	20

**VI.5.3. Ferrailage horizontal**

$\tau_u$ : Les contraintes de cisaillement dans le béton est donnée :

$$\tau_u \leq 0,2f_c28$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b0d} \quad \text{Avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

• **Exemple de calcul**

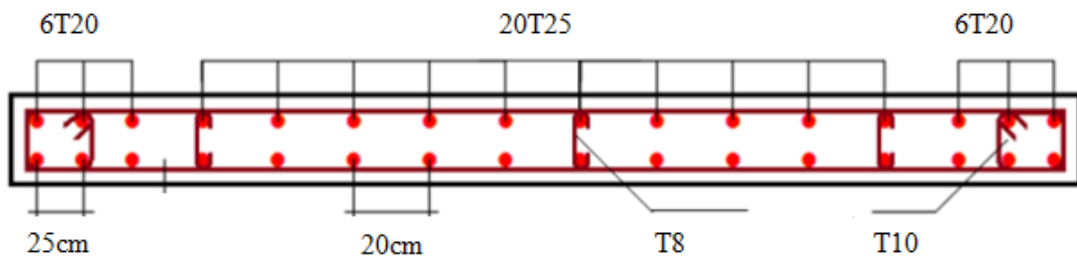
$$\tau_u = \frac{\bar{v}}{b_0 d}$$

$$Ah_1 = \frac{1,4x \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 5700}$$

$$Ah_{min} = (0,15\%) a_l = \frac{0,15}{100} (15) (570) = \text{cm}^2$$

**Tableau VI 22 : Ferrailage final horizontal des voiles.**

voile	ZONE	V	$\tau_u$	Ah1	Ahmin	choix	Ah adopté	St
		(KN)	(Mpa)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )	(cm)
1	1	2610,253	2,37	2,67	12,825	2*10 T16	40,2	15
	2	2299,612	2,09	2,35	12,825	2*10 T16	40,2	15
	3	1389,862	1,26	1,42	12,825	2*10 T16	40,2	15
2	1	2072,377	1,89	2,12	12,825	2*10 T16	40,2	15
	2	1805,228	1,64	1,85	12,825	2*10 T16	40,2	15
	3	1126,864	1,03	1,15	12,825	2*10 T16	40,2	15
3	1	2612,502	2,66	2,99	15,3	2*10 T16	40,2	20
	3	2486,173	2,53	2,84	15,3	2*10 T16	40,2	20
	3	1535,378	1,56	1,76	15,3	2*10 T16	40,2	20
4	1	249,4119	0,25	0,29	15,3	2*10 T16	40,2	20
	2	102,721	0,10	0,12	15,3	2*10 T16	40,2	20
	3	60,645	0,06	0,07	15,3	2*10 T16	40,2	20



**Figure VI.8 : Schéma de ferrailage voile 1.**

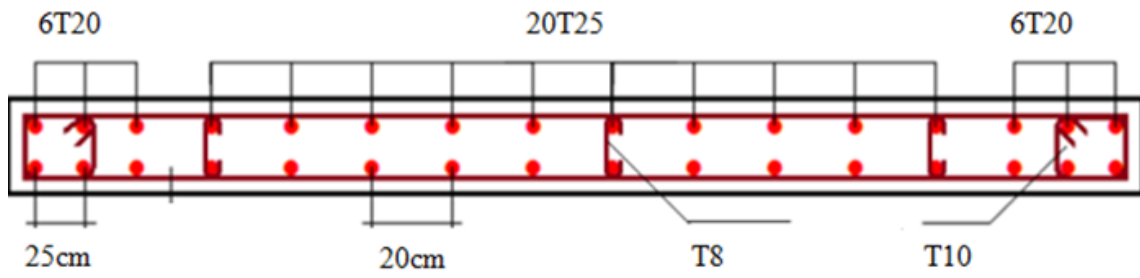


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage voile 2.

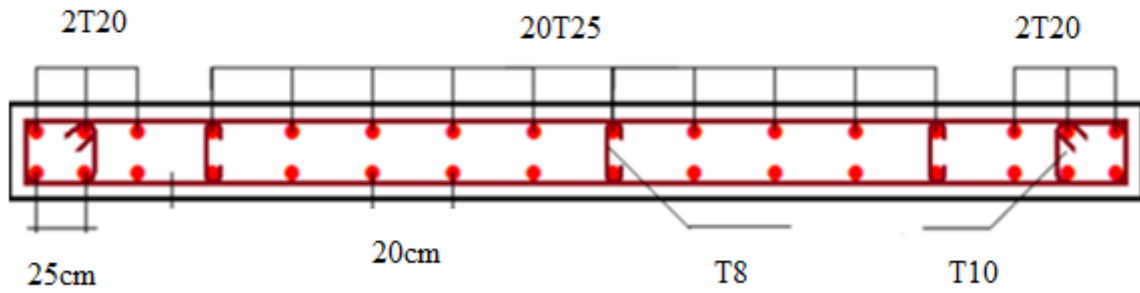


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage voile 3.

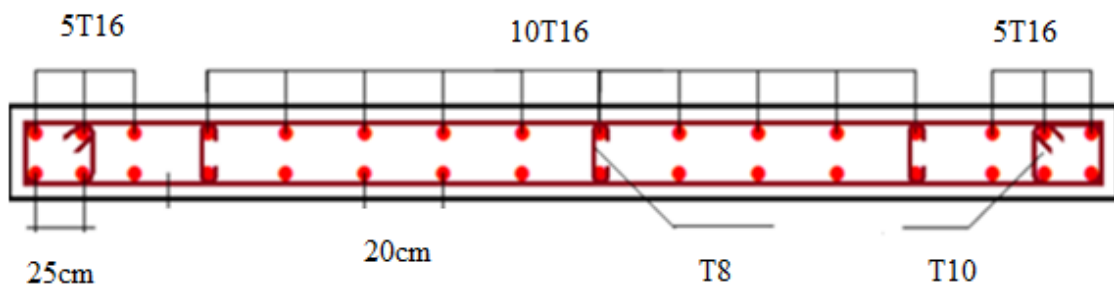


Figure VI.11 : Schéma de ferrailage voile 4.

**VI.5.3. Ferrailages des linteaux**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad 0,2f_c28$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0d} \quad \text{Avec } \bar{V} = 1,4V_{u_{cal}}$$

Avec :

$b_0$  : épaisseur du linteau ou de voile.

$d$  : hauteur utile=0,9h.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

Le ferrailage se faire selon RPA

- **Exemple de calcul linteaux de RDC** : (h=1,80m ; e = 0.3m ; V=1587,89KN)

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 1587,89 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 1,80} = 4,57 \text{Mpa} < 5 \text{Mpa}$$

**4.57 Mpa < 5.0 Mpa**

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée

- **Ferrailage du linteau**

On a  $\tau_b = 4,57 \text{MPa} > 0,06f_c28 = 1,5 \text{MPa}$  donc en est de le 2eme cas selon le RPA

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2fe \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l} \quad \text{Et } V = V \text{ calcul (sans majoration)}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{180-2 \times 2,5}{510} = 0,34 \quad \alpha = 18,77^\circ$$

$$AD = \frac{1587,89 \times 10^3}{2 \times 500 \sin 18,77^\circ} = 49,34 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } AD = 15T16 \times 2 = 60,32 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0015bh = 0,0015 \times 30 \times 180 = 8,1 \text{cm}^2$$

**Ferrailage minimal**

**-Armatures minimales longitudinales AL et A'L**

$$(AL \text{ min } , A' \text{ min } L) \geq 0,0015bh = 0,0015 \times 30 \times 180 = 8,1 \text{cm}^2 \text{ soit } 15T16 \times 2 = 60,32 \text{cm}^2$$

**-Armatures minimales transversales AT :**

$$\tau_b = 4,57 \text{MPa} > 0,025f_c28 = 0,625 \text{Mpa}$$

$$\text{Donc } A_{tmin} > 0,0025bxS$$

Avec : S : espacement des armatures transversales.

$$S = \frac{h}{15} = 12 \text{cm}$$



On prend  $S=15\text{cm}$

$A_{\text{min}} \geq 0,0025 \times 30 \times 15 = 1,125\text{cm}^2$  On prend  $2T10=1,57\text{cm}^2$

-On dispose le premier cadre à 5 cm et le deuxième à 15cm.

**-Armatures minimales de peau  $A_c$  : (en section courante)**

$A_c \geq 0,002bh = 0,002 \times 30 \times 180 = 10,8\text{cm}^2$

Disposées en 2 nappes  $10T14=30,78\text{cm}^2$

**-Ancrage des armatures dans les trumeaux :**

$La \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{180}{4} + 50 \times 1,4 = 115 \text{ cm}$        $La = 120\text{cm}$

***CHAPITRE VII :***  
***CALCULE DES***  
***ASSEMBLAGES***

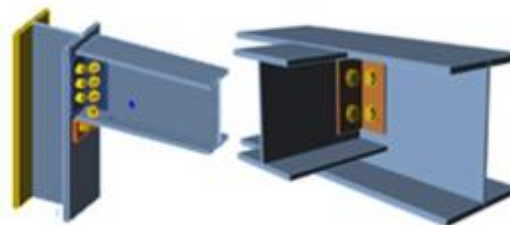
**Chapitre VII : Calcul des assemblages.****VII. Introduction**

Les assemblages ont pour fonction de relier entre elles les pièces élémentaires, de formes diverses, constituant une charpente métallique, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

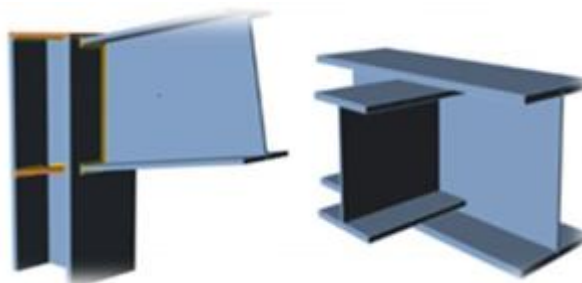
La vérification des assemblages se fait en suivant la transmission de chaque effort dans chaque pièce, la résistance d'un assemblage étant celle de son point le plus faible. On a donc intérêt à réaliser le même degré de sécurité pour tous les éléments. Le nombre et l'importance des assemblages sur chantier doivent être aussi réduits que possibles, dans la mesure où les conditions de transports et de montage le permettent.

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

- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poteau-poteau.
- Noyau central-poutre.
- Pied de poteau.



**Figure VII.1 : Exemples des assemblages boulonnés.**



**Figure VII.2 : Exemples des assemblages soudés.**

**VII.1. Assemblage poutre-solive****VII.1.1. Introduction**

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache

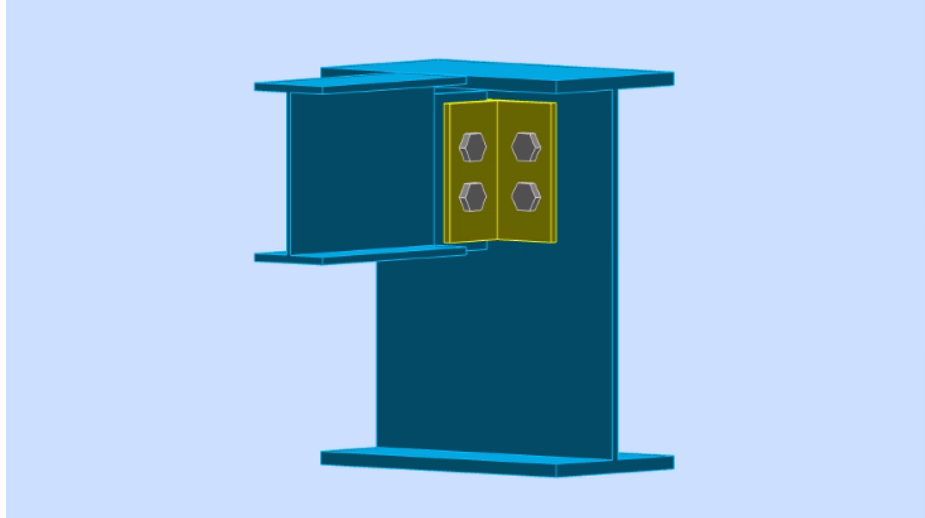


Figure VII.3 : Assemblage poutre-solive.

Tableau VII.1: Caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE400.

Poutre	H[mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
<b>IPE 400</b>	400	180	13.5	8.6	84.46

Tableau VII.2: Caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE 180.

Poutre	H[mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
<b>IPE 180</b>	180	91	8	5.3	23.95

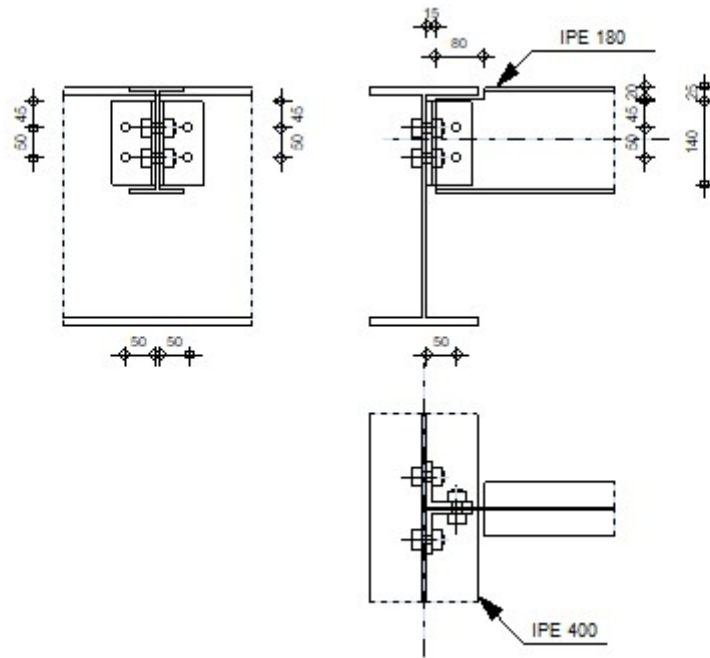


Figure VII.4 : Schéma d'assemblage poutre- solive.

**VII.1.2. Dimensionnement de l'assemblage**

Les résultats sont affichés par le ROBOT 2020.

- **Cornière**

Tableau VII.3 : Caractéristique de la cornière.

longueur de la cornière	Hauteur de la cornière	Largeur de la cornière	Epaisseur de la cornière
140 mm	75mm	75 mm	8mm

- **Boulon**

Boulons assemblant la poutre au plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon.

Tableau VII.4 : Caractéristique des Boulon.

Diamètre du boulon	Classe du boulon	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangée des boulons
D=16mm	HR 8.8	K=1	W=2

- Disposition des boulons

Tableau VII.5: Disposition constructive des boulons.

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$	$21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$	$e_1 = 45\text{mm}$
$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 112 \text{ mm}$	$p_1 = 50\text{mm}$
$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$	$e_2 = 50\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$54 \leq p_2 \leq 112 \text{ mm}$	$p_2 = 50\text{mm}$

**VII.1.3. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement**

Il faut vérifier que :

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$f_{Vrd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mB}} = \frac{0,6 \times 157 \times 800}{1,25} \times 10^{-3} = 60,28 \text{ KN}$$

-Les boulons travaillent au double cisaillement donc :

$$f_{Vrd} = 60,28 \times 4 = 241,152 \text{ KN} > f_{Vsd} = 34,62 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

**VII.1.4. Vérification de la pression diamétrale**

On a une cornière 75x75x8

Il faut vérifier que :

$$f_{Vsd} > f_{Vrd}$$

$d=16\text{mm}$   $d_0 = 18\text{mm}$  ;  $t = 8\text{mm}$  ;  $\gamma_{Mb} = 1,25$  ;  $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$  ;  $e_1 = 45 \text{ mm}$  ;  $p_1 = 50 \text{ mm}$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] ; \alpha = \min [0,83 ; 0,67 ; 1,86 ; 1]$$

$$\alpha = 0,67$$

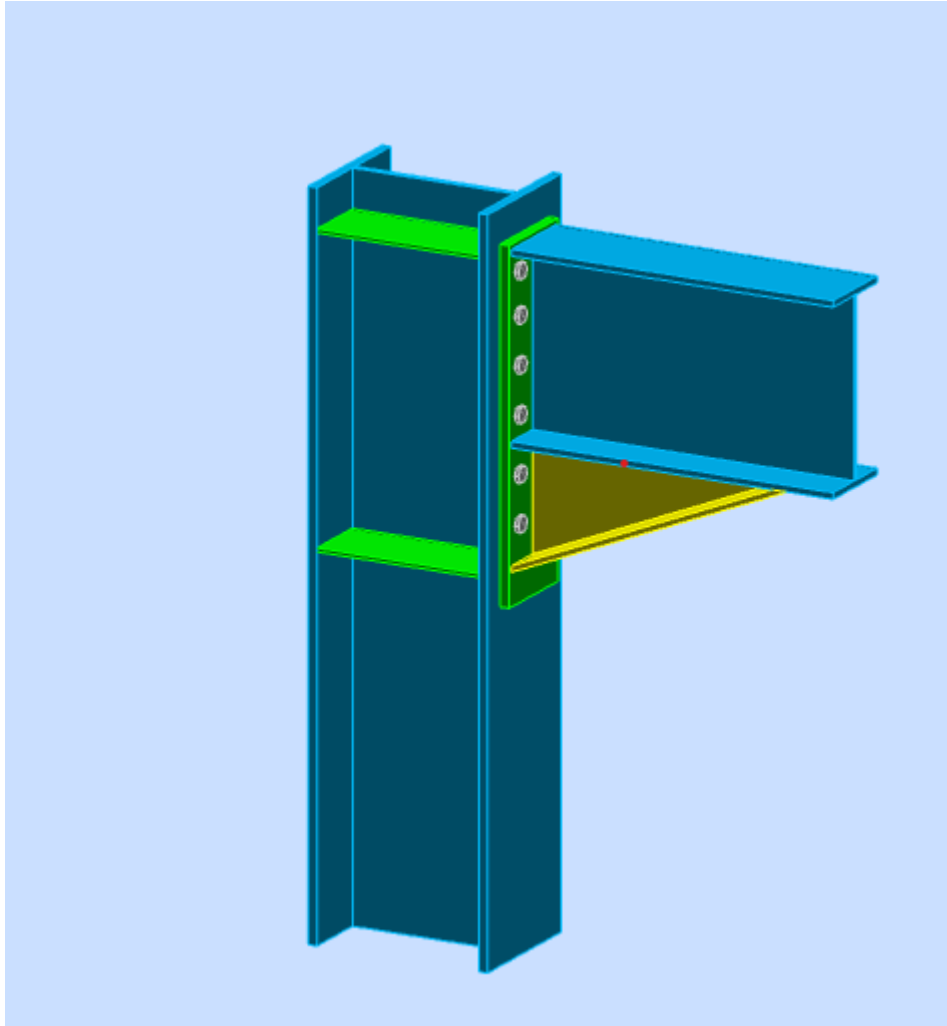
$$f_{brd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}} = 2,5 \times 0,67 \times 430 \times 16 \times \frac{8}{1,25} = 74,85 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$f_{Vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{34,62}{4} = 8,65 \text{ KN} \leq f_{brd} = 74,85 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

**VII.2. Assemblage poutre-poteau****VII.2.1. Introduction**

Ce type d'assemblages est souvent utilisé dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations. Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons. Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité peuvent être réalisés par une platine courte, non débordante ou débordante.



**Figure VII.5 : Assemblage poteau – poutre.**

Tableau VII.6 : Caractéristiques géométriques de profilé poteau HEA400.

Poteau	H[mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
HEA400	390	300	19	11	159

Tableau VII.7: Caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE400.

Poutre	H[mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
IPE400	400	180	13,5	8,6	84,46

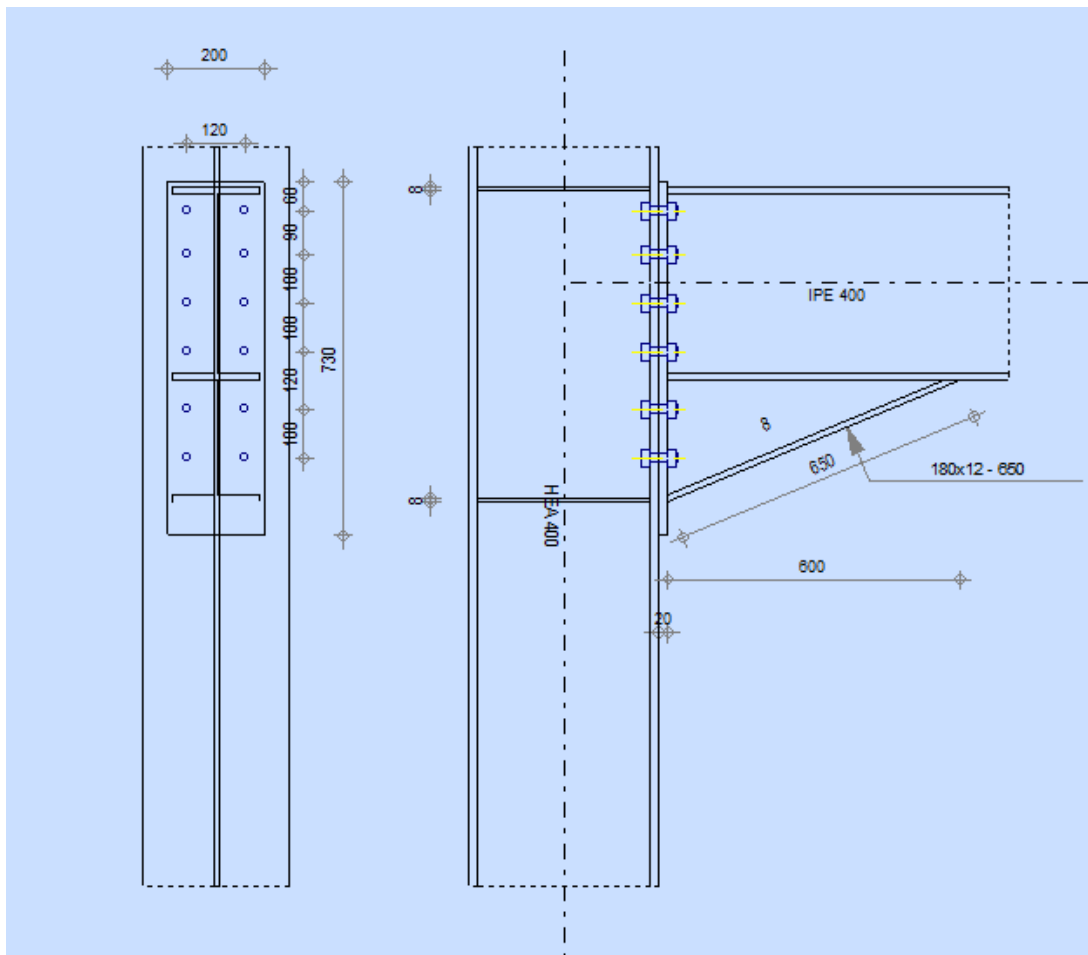


Figure VII.6 : Schéma d'assemblage poteau – poutre.



- **Le choix des boulons**

On choisit 12boulons de diamètre de 18 mm(M18) de classe HR.10.9

$d_0 = 20\text{mm}$ .

- **Disposition des boulons**

**Tableau VII.8 : Disposition constructive des boulons.**

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{ mm})$	$24\text{mm} \leq e_1 \leq 162\text{ mm}$	$e_1 = 120\text{ mm}$
$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$44\text{mm} \leq p_1 \leq 189\text{ mm}$	$p_1 = 100\text{mm}$
$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$30\text{mm} \leq e_2 \leq 162\text{ mm}$	$e_2 = 120\text{mm}$
$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$60 \leq p_2 \leq 189\text{ mm}$	$p_2 = 100\text{mm}$

### **VII.2.2. Vérification de la résistance**

#### **Données du calcul**

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **ETABS**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par

Un moment fléchissant :  $M_{sd} = -66,62\text{KN.m}$

Un effort tranchant :  $V_{sd} = 99,98\text{KN}$

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction et cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$f_{vsd} \leq f_{srd}$$

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

$k_s = 1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille

$n = 1$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$n_b$  : Nombre des boulons  $n_b = 12$ .

$n_f$  : Nombre des files  $n_f = 2$ .

$$f_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{99,98}{12} = 8,33\text{ KN}$$

$$f_p = 0,7 \times A_s \times F_{ub} = 0,7 \times 192 \times 1000 = 134,4\text{KN}$$

$$X = t_{fb} \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 13,5 \times \sqrt{\frac{400}{8,6}} = 92,06\text{ mm}$$

$d_1 = 553\text{mm}$  ;  $d_2 = 453\text{mm}$  ;  $d_3 = 333\text{mm}$  ;  $d_4 = 233\text{mm}$  ;  $d_5 = 133\text{mm}$  ;  $d_6 = 43\text{mm}$

$$\sum di^2 = 695734 \text{ mm}^2$$

$$f_{M1} = \frac{M_{sd} \times d_{max}}{\sum di^2} = \frac{66,62 \times 0,553}{695734 \times 10^{-6}} = 52,59 \text{ KN}$$

$$f_{M1} = f_{tsd} = 52,59 \text{ KN}$$

$$f_{srd} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (134,4 - 0,8 \times 52,59)}{1,25} = 22,15 \text{ KN}$$

$$f_{vsd} = 8,33 \text{ KN} \leq f_{srd} = 22,15 \quad \text{condition vérifiée}$$

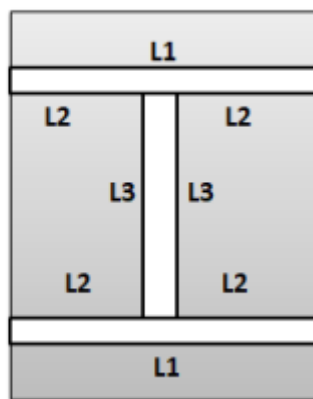


Figure VII.7: Soudure poutre sur la platine.

Tableau VII.9 : Caractéristiques géométriques de profilé IPE400.

h[mm]	tf[mm]	l <sub>1</sub> [mm]	l <sub>2</sub> [mm]	l <sub>3</sub> [mm]	B <sub>w</sub>	a[mm]	f <sub>u</sub> [MPa]	Nuance	γ <sub>Mw</sub>
400	13,5	180	85,7	373	0,8	8	430	S275	1,25

### VII.2.3. Vérification de l'effort tranchant

$$V = 99,98 \text{ KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{\sqrt{2} \times 373 \times 8 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1047,66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 8,33 \text{ KN} \leq V_{adm} = 1047,66 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

### VII.2.4. Vérification du moment

$$M = 66,62 \text{ KN.m}$$

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{h \times \beta_W \times \gamma_{mw}} = \frac{\sqrt{2} \times 210,59 \times 430}{400 \times 0,8 \times 1,25} = 320,156 \text{ KN}, m$$

$$I_s = 2 \times a \times l_1 \times \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \times l_2 \times a \times \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

$$I_s = 2 \times 8 \times 180 \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 + 4 \times 85,7 \times 8 \times \left(\frac{400}{2} - 13,5\right)^2$$

$$I_s = 210,59 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$M_{sd} = 66,62 \text{ KN.m} \leq M_{adm} = 320,156 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

**VII.2.5. Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue**

Il faut vérifier que :

$$f_t \leq f_{trd}$$

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

$t_w$  : épaisseur d'âme de poteau = 11 mm

$b_{eff}$  : entraxe rangées boulons = 100 mm

$$f_{trd} = 275 \times 11 \times \frac{100}{1,1} = 275$$

Avec :

$$h = 390 \text{ mm} \quad t_f = 19 \text{ mm}$$

$$f_t = \frac{M_{SD}}{h - t_f} = \frac{66,62}{0,39 - 0,019} = 179,57 \text{ KN}$$

Donc :

$$f_t = 179,57 \text{ KN} \leq f_{trd} = 275 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

**VII.2.6. Résistance de l'âme de poteau au cisaillement**

$$V_R = 0,58 \times f_y \times t_{wc} \times \frac{h}{\gamma_{m0}} = 0,58 \times 275 \times 11 \times \frac{390}{1,1} = 622,05$$

$$V_R = 622,05 \text{ KN} > f_t = 179,05 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

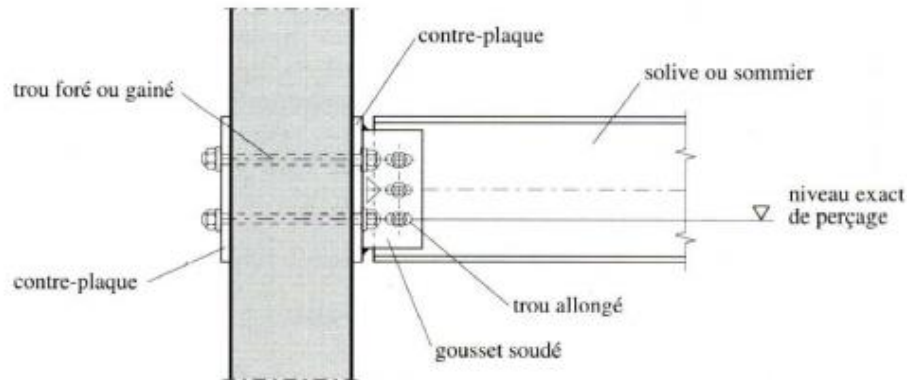
**VII.3. Assemblage entre élément métallique et noyau en béton armé :**

**VII.3.1. Introduction**

Lorsque la structure porteuse comporte des éléments en béton armé (noyau central) ; il arrive fréquemment que les poutres métallique (sommiers ou solives) doivent s'y appuyer. Il existe différents moyens de fixations pour réaliser ces appuis, qu'il est possible de classer en fonction de l'importance de efforts verticaux à transmettre.

**VII.3.2. Les moyens de fixations****-Pièce D'appui boulonné**

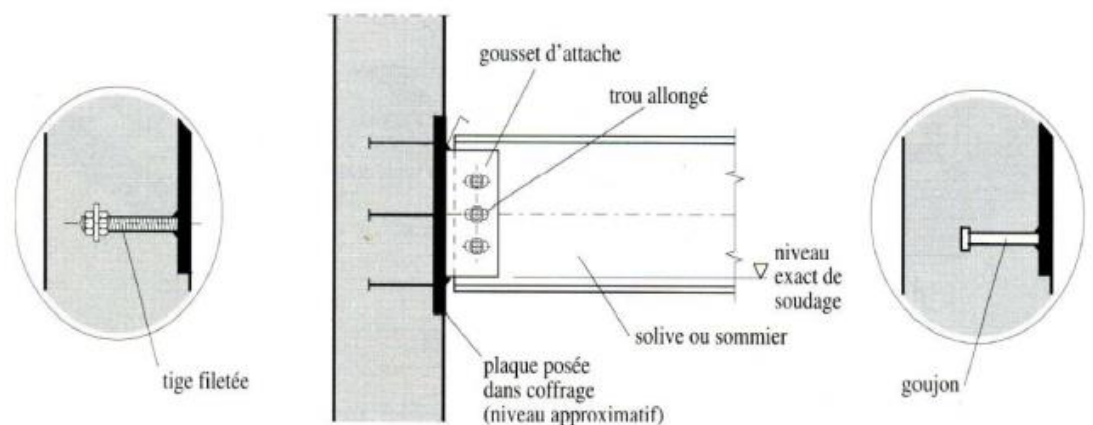
En fixe une pièce d'appui de la poutre au moyen de boulons ou tiges filetées traversant le mur de part en part. Les trous permettant le passage des boulons sont soit forés ; soit coffrés au moyens de gains.



**Figure VII.8: Pièce d'appui boulonnée.**

**-Pièce d'appui scellée**

Cette fixation ; est constituée d'une plaque relativement épaisse sur laquelle sont des ancrages tels que goujons ou tiges filetées cette plaque est clouée à l'intérieur du coffrage, le scellement entant réalise lors du bétonnage du mur le soudage du gousset d'attache de la poutre s'effectue à l'emplacement exact après décoffrage du mur.



**Figure VII.9: Pièce d'appui scellée.**

**-Pièce d'appuis chevillée**

Dans ce type d'appui, la plaque est fixée au moyen de chevilles scellées dans le béton

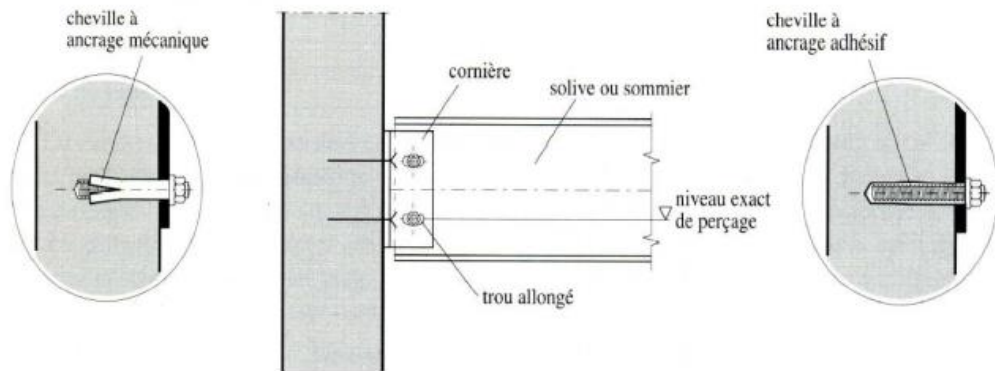


Figure VII.10: Pièce d'appuis chevillée 1.

**-Cornière d'appui**

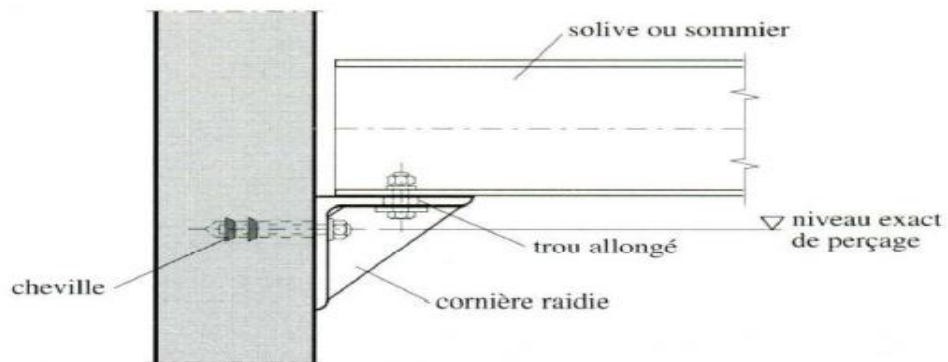


Figure VII.11: Pièce d'appuis cornière.

**-Encrage d'un profilé**

Cette méthode de fixation concerne d'ancrer un profilé en acier dans le voile de béton armé ensuite ; on doit fixer la poutre à l'aide des boulons. Qui lier la plaque en platine et le poteau. la poutre doit être soudé sur la plaque.

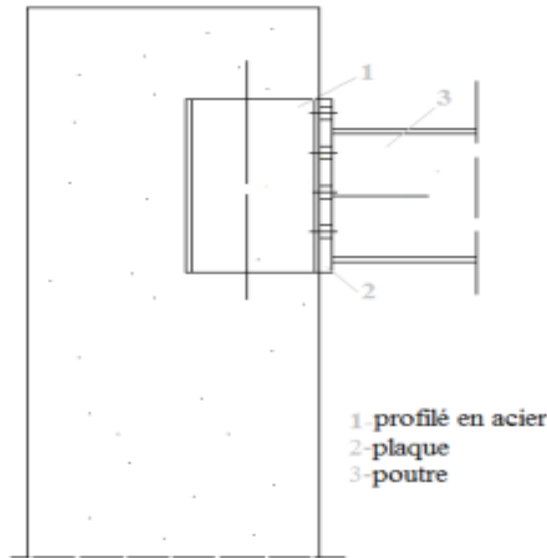


Figure VII.12: Encrage d'un demi-poteau.

- **Encrage d'un profilé**

**Données du calcul**

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ETABS

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par

Un moment fléchissant :  $M_{sd} = 119,03\text{KN.m}$

Un effort tranchant :  $V_{sd} = 51,81\text{KN}$

**Tableau VII.10: Caractéristiques géométriques de Platine.**

Poutre	H[mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
IPE 400	400	180	13.5	8.6	84.46

On a une Platine

**Tableau VII.11: Caractéristiques géométriques de Platine.**

	H[mm]	b [mm]	e [mm]
Platine	500	300	10

- **Le choix des boulons**

On choisit 8 boulons de diamètre de 27mm(M27) de classe HR.10.9

$$d_0 = 30\text{mm}$$

- **Disposition des boulons**

**Tableau VII.12 : Disposition constructive des boulons.**

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{ mm})$	$36\text{mm} \leq e_1 \leq 162\text{ mm}$	$e_1 = 70\text{ mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$66\text{mm} \leq p_1 \leq 189\text{ mm}$	$p_1 = 100\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$45\text{mm} \leq e_2 \leq 162\text{ mm}$	$e_2 = 70\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$90 \leq p_2 \leq 189\text{ mm}$	$p_2 = 100\text{mm}$

**VII.3.3. Vérification de la résistance**

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction et cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$f_{vsd} \leq f_{srd}$$

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

$k_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n= 1$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$n_b$  : Nombre des boulons  $n_b = 8$ .

$n_f$  : Nombre des files  $n_f = 2$ .

$$f_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{51,81}{8} = 6,74\text{ KN}$$

$$X = t_{fb} \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 13,5 \times \sqrt{\frac{180}{8,6}} = 61,76\text{ mm}$$

$d_1 = 391\text{mm}$  ;  $d_2 = 291\text{mm}$  ;  $d_3 = 191\text{mm}$  ;  $d_4 = 91\text{mm}$

$$\sum di^2 = 282324\text{ mm}^2$$

$$f_p = 0,7 \times A_s \times F_{ub} = 0,7 \times 459 \times 1000 = 321,3\text{KN}$$

$$f_{M1} = \frac{M_{sd} \times d_{max}}{\sum di^2} = \frac{119,03 \times 0,391}{282324 \times 10^{-6}} = 164,85 \text{ KN}$$

$$f_{M1} = f_{tsd} = 164,85 \text{ KN}$$

$$f_{srd} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (321,3 - 0,8 \times 164,85)}{1,25} = 45,46 \text{ KN}$$

$$f_{vsd} = 6,74 \text{ KN} \leq f_{srd} = 45,46 \text{ condition vérifiée}$$

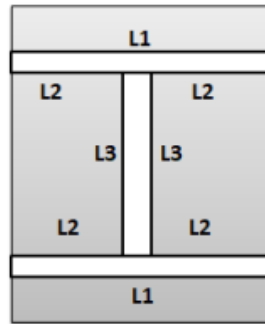


Figure VII.13: Soudure poutre sur la platine.

Tableau VII.13 : Caractéristiques géométriques de profilé IPE400.

h[mm]	tf[mm]	l1[mm]	l2[mm]	l3[mm]	B <sub>w</sub>	a[mm]	f <sub>u</sub> [MPa]	Nuance	γ <sub>Mw</sub>
400	13.5	180	85.7	373	0.8	8	430	S275	1.25

### VII.3.4. Vérification de l'effort tranchant

$$V=51,81\text{KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{\sqrt{2} \times 373 \times 8 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1047,66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6,74 \text{ KN} \leq V_{adm} = 1047,66 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

### VII.3.5. Vérification du moment

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{h \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{\sqrt{2} \times 210,59 \times 430}{400 \times 0,8 \times 1,25} = 320,156 \text{ KN, m}$$

$$I_s = 2 \times a \times l_1 \times \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \times l_2 \times a \times \left(\frac{h}{2} - tf\right)^2$$

$$I_s = 2 \times 8 \times 180 \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 + 4 \times 85,7 \times 8 \times \left(\frac{400}{2} - 13,5\right)^2$$

$$I_s = 210,59 \times 10^6 \text{ mm}^2$$



$$M_{sd} = 119,03 \text{ KN.m} \leq M_{adm} = 320,156 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

**VII.3.6. Vérification de la pression diamétrale**

On a une Platine

**Tableau VII.14 : Caractéristiques géométriques de Platine.**

	H[mm]	b [mm]	e [mm]
<b>Platine</b>	500	300	10

**Il faut vérifier que**

$$f_{vsd} \leq f_{brd}$$

$k_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille

$n= 1$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$$f_{brd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}} = 2,5 \times 0,77 \times 430 \times 27 \times \frac{10}{1,25} = 178,8 \text{KN}$$

$d=27\text{mm}$  ;  $d_0 = 22 \text{ mm}$  ;  $t = 10 \text{ mm}$  ;  $\gamma_{mb} = 1,25$ ;  $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$ ;  $e_1 = 70 \text{ mm}$  ;  $p_1=100\text{mm}$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]; \alpha = \min[0,77; 1,11; 2,32; 1]$$

**$\alpha = 0,77$**

Pour un boulon on a :

$$f_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{51,5}{8} = 6,42 \text{ KN} \leq f_{brd} = 178,8 \text{KN}$$

Résistance de l'assemblage sous l'effort de glissement :

Avec :

$k_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille

$n= 1$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms}= 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$f_p = 0,7 \times A_S \times F_{ub} = 0,7 \times 459 \times 1000 = 321,3 \text{KN}$$

$$f_{Vrd} = \frac{k_s \times \mu \times n \times f_p}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times 321,3}{1,25} = 77,11 \text{KN}$$

$$f_{vsd} = 6,42 \leq f_{brd} = 77,11 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### VII.4. Assemblage poteau-poteau (HEA400-HEA400)

##### VII.4.1. Introduction

Ce sont des assemblages rigides qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre. Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

Dans ce type d'assemblage en propose deux méthodes de calcul :

- a) Assemblage poteau-poteau par couvre-joint ;
- b) Assemblage poteau-poteau par platine.

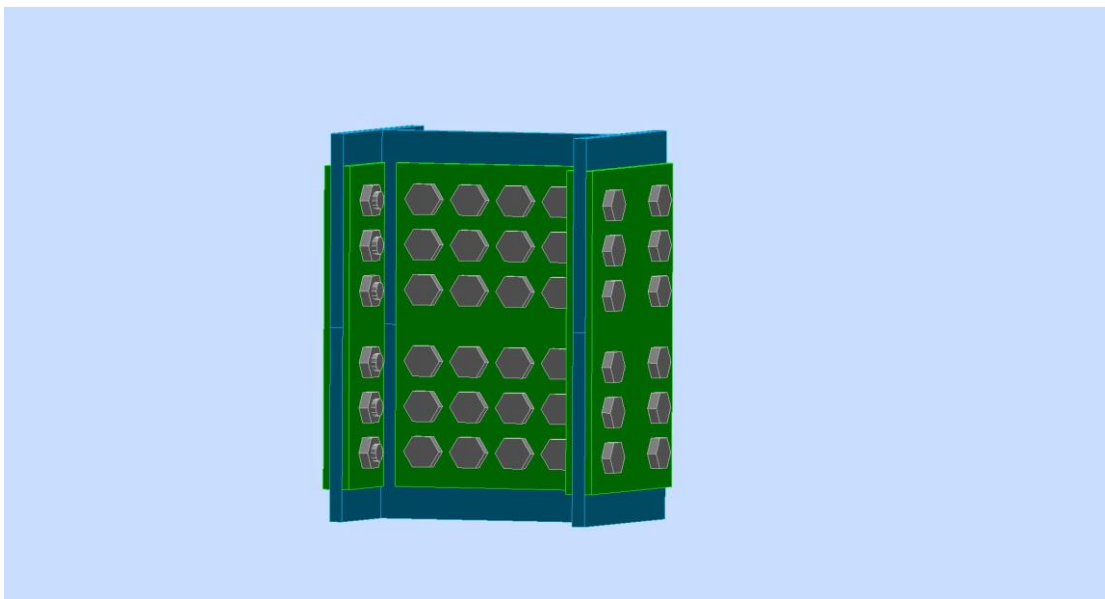


Figure VII.14 : Assemblage poteau – Poteau.

Tableau VII.15 : Caractéristiques géométriques de profilé poteau HEA400.

Poteau	H[mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
HEA400	390	300	19	11	159

**Données de calcul**

$$N_{sd} = -305,65KN$$

$$M_{sd} = 12,87KN$$

$$V_{sd} = 32,48KN$$

- Valeur de l'effort normale dans la semelle (dû à  $M_{sd}$ ) :

$$N_m = \frac{M_{sd}}{b - t_f} = \frac{12,87}{0,3 - 0,019} = 45,80KN$$

- Valeur de l'effort normale dans la semelle (dû à  $N_{sd}$ ) :

$$N_n = N_{sd} \times \frac{b \times t_f}{A} = 305,65 \times \frac{0,3 \times 0,019}{0,0159} = 109,57KN$$

- Effort normale total :

$$N_t = N_m + N_n = 155,37 KN$$

**VII.4.2. Vérification de la résistance au glissement**

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

$$f_p = 0,7 \times A_s \times F_{ub} = 0,7 \times 459 \times 1000 = 321,3KN$$

$$f_{srd} = k_s \times n_f \times \mu \times \frac{f_p}{\gamma_{m0}} = k_s \times n_f \times \mu \times \frac{f_p}{\gamma_{m0}} = 87,62KN$$

- **Disposition des boulons**

**Tableau VII.16 : Disposition constructive des boulons.**

$1.2d_0 \leq e1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$	$36\text{mm} \leq e1 \leq 228 \text{ mm}$	$e_1=45 \text{ mm}$
$2.2 d_0 \leq p1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$66\text{mm} \leq p1 \leq 266 \text{ mm}$	$p_1 =70\text{mm}$
$1.5 d_0 \leq e2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$45\text{mm} \leq e2 \leq 228 \text{ mm}$	$e_2 =55\text{mm}$
$3 d_0 \leq p2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$90 \leq p2 \leq 228 \text{ mm}$	$p_2 =70\text{mm}$

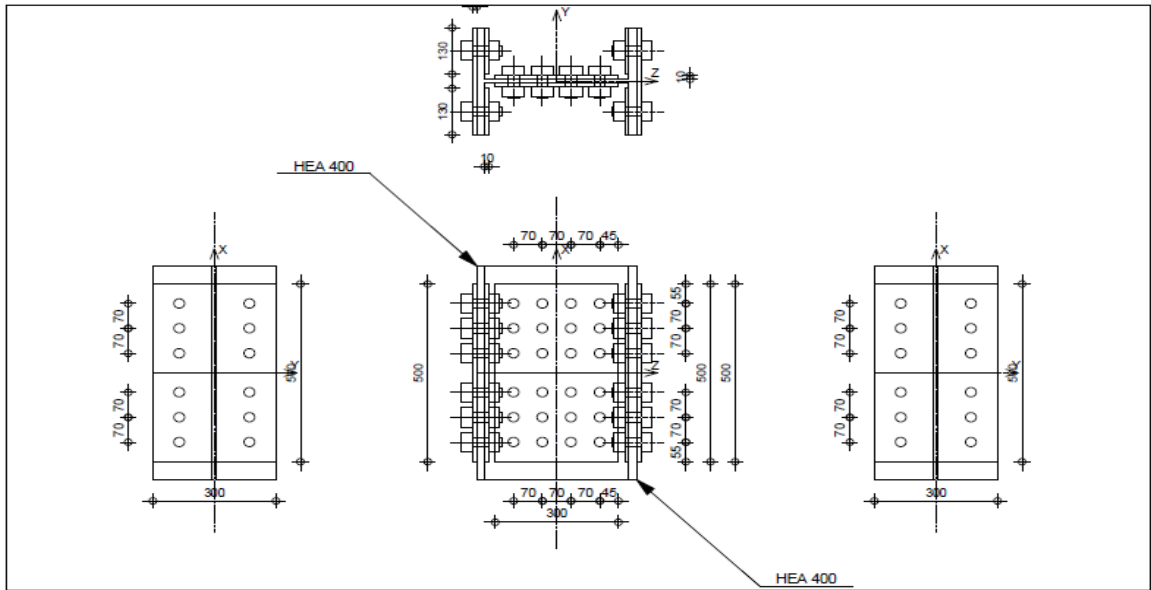


Figure VII.15 : Schéma d'assemblage poteau – poteau.

**VII.4.3. Vérification de la pression diamétrale**

On a une Platine

**Tableau VII.17 : Caractéristiques géométriques de Platine.**

	H[mm]	b [mm]	e [mm]
<b>Platine</b>	500	300	10

Il faut vérifier que :  $f_{vsd} \leq f_{brd}$

$k_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille

$n= 1$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$$f_{brd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}} = 2,5 \times 0,68 \times 430 \times 27 \times \frac{10}{1,25} = 157,90KN$$

$d=27mm$  ;  $d_0 = 22 mm$  ;  $t = 10 mm$  ;  $\gamma_{mb} = 1,25$ ;  $f_u = 430 N/mm^2$ ;  $e_1 = 45 mm$  ;  $p_1 = 70 mm$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]; \alpha = \min[0,68; 0,81; 2,32; 1]$$

$$\alpha = 0,68$$

Pour un boulon on a :

$$f_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{32,48}{24} = 1,35KN \leq f_{brd} = 157,90KN$$

#### **VII.4.4. Vérification de la contrainte de traction dans la semelle**

$$A_{brut} = b \times t_f = 300 \times 19 = 5700mm^2$$

$$A_{net} = (b - 4d) \times t_f = (300 - 4 \times 27) \times 19 = 3648mm^2$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A_{net}} = \frac{155,37 \times 10^3}{3648} = 42,59 MPa$$

$$\sigma = 42,59 MPa \leq 275MPa \quad \text{condition vérifiée}$$

#### **Résistance de l'assemblage sous l'effort de glissement**

Avec :

$k_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille

$n= 1$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms}= 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$f_p = 0,7 \times A_s \times F_{ub} = 0,7 \times 459 \times 1000 = 321,3KN$$

$$f_{Vrd} = \frac{k_s \times \mu \times n \times f_p}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times 321,3}{1,25} = 77,11KN$$

$$f_{vsd} = 1,35KN \leq f_{brd} = 77,11KN \quad \text{condition vérifiée}$$

#### **VII.5. Assemblage pied de poteau**

##### **VII.5.1. Introduction**

Les pieds de poteau ont pour rôle de transmettre les efforts aux fondations. Cette liaison a aussi un rôle dans la stabilité des bâtiments pour absorber les efforts de flexion. La plaque d'assise (platine) sont des plaques soudés en bout de poteau doit être suffisamment épaisse ou comporter des raidisseurs pour absorber les efforts de soulèvement (vent). On utilise des boulons (tige d'ancrage) moyen dans le béton de fondation.

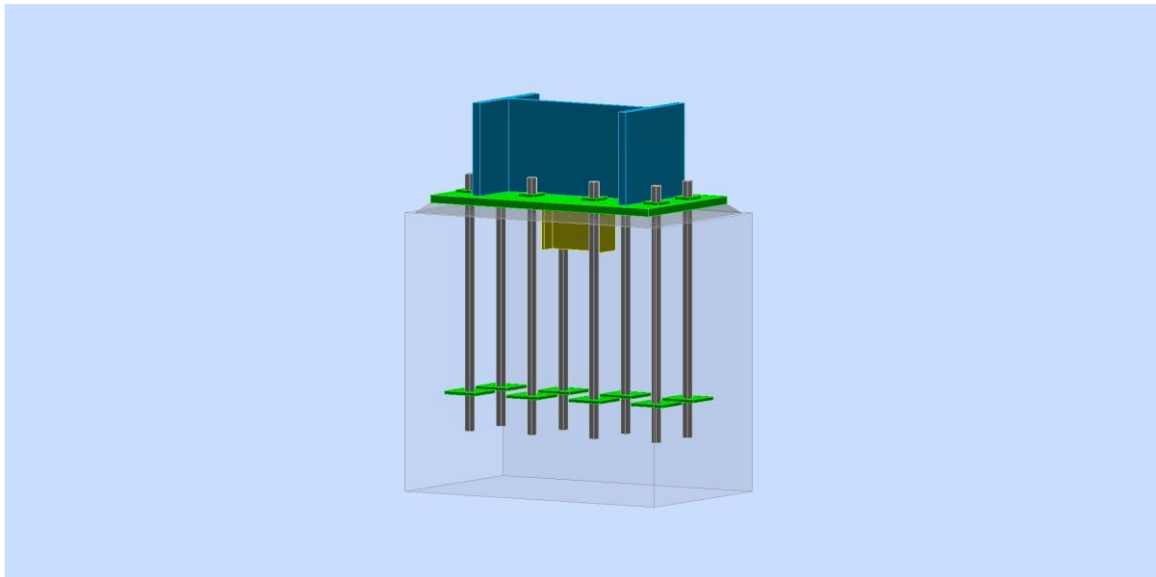


Figure VII.16 : Assemblage pied Poteau.

- Le poteau HEA500 :

Tableau VII.18: Caractéristiques géométriques de HEA 500.

Poteau	H[mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
<b>HEA500</b>	490	300	23	12	197,5

$N_{sd} = 2001,93 \text{ KN}$

$V_{sd} = 6,021 \text{ KN}$

Poteau RDC : effort de soulèvement est nul

Dosage de ciment : 25 MPa

Il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{b \times h} < f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

Avec :

$f_j$  : Résistance de la liaison (mortier-béton)

$\beta_j$  : Coefficient relatif à la liaison, qui peut être pris égal à 2/3

$k_j$  : Facteur de concentration ; peut être pris égal à 1.

$f_{cd}$  : Résistance à la compression de béton

$$f_j = \beta_j \times k_j \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 11,11 \text{ MPa}$$

Donc :

$$a \times b \geq \frac{N_{sd}}{f_j} = \frac{2001,93 \times 10^3}{11,11} = 180191,72 \text{ mm}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{180191,72} = 424,48$$

**Tableau VII.19: Caractéristiques géométriques de Platine.**

	<b>H[mm]</b>	<b>b [mm]</b>	<b>e [mm]</b>
<b>Platine</b>	700	400	25

**VII.5.2. Calcul de la section portante**

Le moment résistant par unité de longueur de la charnière dans la plaque d'assise :

$$m_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{m0}} = \frac{25^2 \times 275}{6 \times 1,1} = 26,05 \text{ KN}$$

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_j \times \gamma_{m0}}} = t \sqrt{\frac{275}{3 \times 11,11 \times 1,1}} = 68,64 \text{ mm}$$

On prend : **c=70 mm**

-La section portante de la plaque d'assise sous l'effort de compression :

$$A_{eff} = 2 \times (b + 2c) (c + 55 + t_f) + (h - 2t_f - 2c) (2c + t_w) = 237968 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{2001,93}{237968} = 8,41 > 11,11 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

**VII.5.3. Les tiges d'encrage**

Elles peuvent être droites mais elles sont en général recourbées à leur extrémité, ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige et donc l'ensemble de la charpente lors du montage.

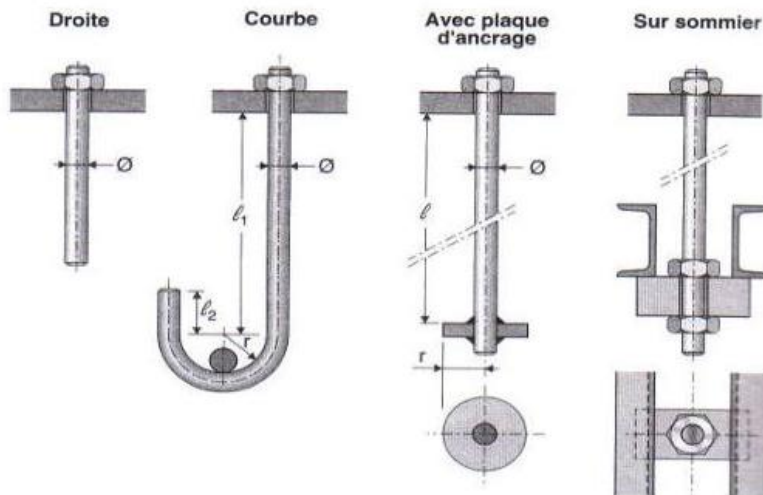


Figure VII.17 : tiges d'ancrage.

- **Disposition des tiges d'ancrage**

On disposera 8 tiges d'encrage comme il est montré dans la figure suivante

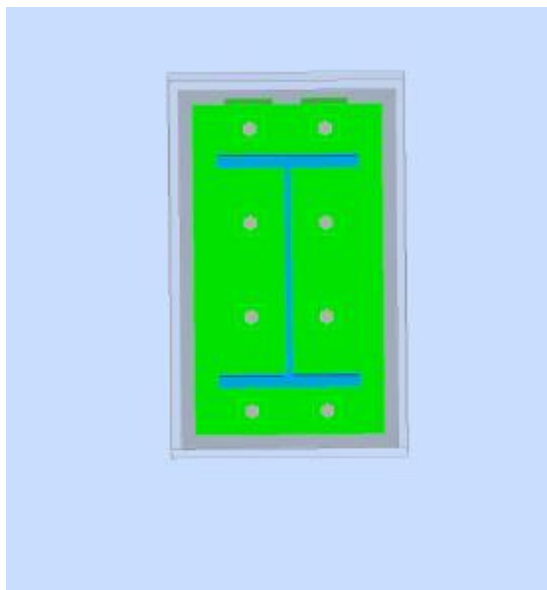


Figure VII.18 : Disposition constructive de tiges d'ancrage

Dans notre cas on choisit les tiges d'encrage avec plaque d'encrage de diamètre  $\varnothing=30\text{mm}$



### VII.5.4. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement:

Il faut vérifier que :

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction :  $A_s = 561 \text{ mm}^2$

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

$$f_{Vrd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mB}} = \frac{0,6 \times 561 \times 1000}{1,25} \times 10^{-3} = 269,28 \text{ KN}$$

Les boulons travaillent au double cisaillement donc :

$$f_{Vrd} = 269,28 \text{ KN} > f_{Vsd} = 6,021 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

### VII.5.5. Vérification de la pression diamétrale :

$$f_{Vsd} > f_{Vrd}$$

$d=30 \text{ mm}$   $d_0 = 33 \text{ mm}$  ;  $t=25 \text{ mm}$  ;  $\gamma_{Mb} = 1,25$  ;  $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$ ;  $e_1 = 160 \text{ mm}$  ;  $p_1 = 300 \text{ mm}$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]; \alpha = \min [1,61; 5,81; 2,32; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$f_{brd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}} = 2,5 \times 1 \times 430 \times 30 \times \frac{25}{1,25} = 645 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$f_{Vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{6,021}{8} = 0,75 \text{ KN} \leq f_{brd} = 74,85 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Langueur d'ancrage :

$$L_1 = 20\phi = 600 \text{ mm}$$

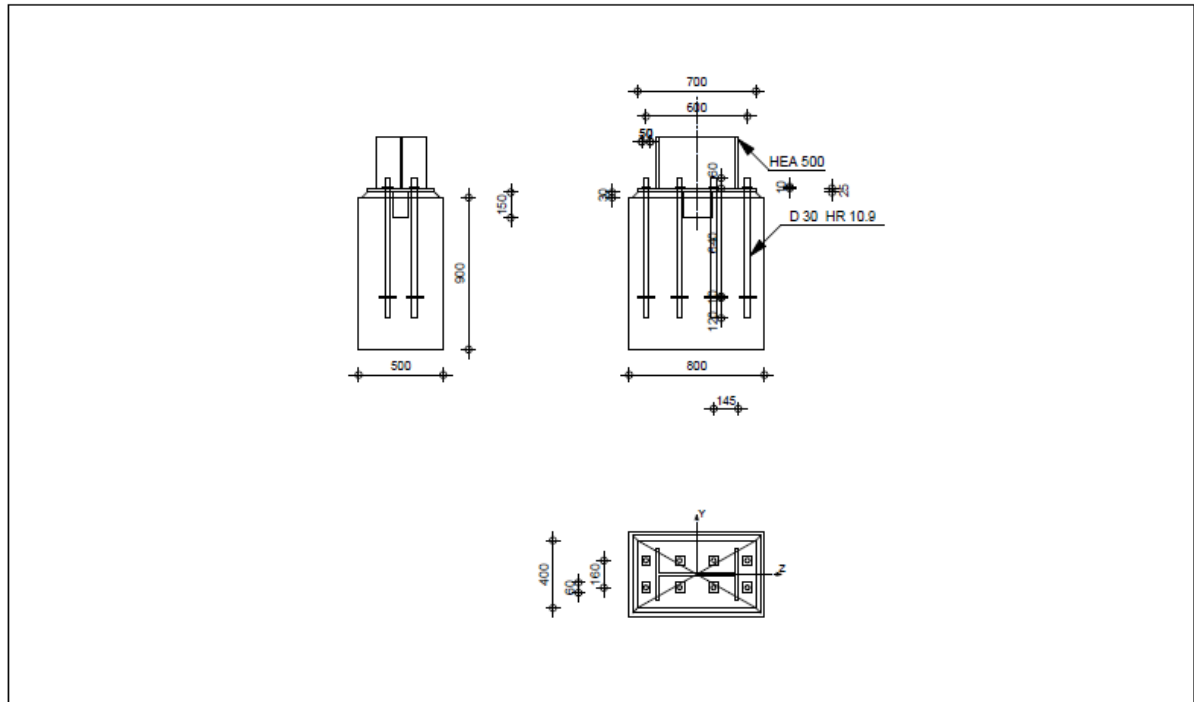


Figure VII.19 : Schéma d'assemblage pied poteau.

***CHAPITRE III :***  
***ETUDE DE***  
***L'INFRASTRUCTURE***

**Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.****VIII.1. Etude de l'infrastructure**

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

**a) Fondations superficielles**

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

**b) Fondation semi-profonde**

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires.

**b) Fondations profondes**

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environs.

**VIII.1.1 Etude de sol**

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats d'un certain nombre de sondages et d'essais sur le sol élaborés à travers une campagne d'investigation géotechnique. Pour notre projet une étude au sol ; a été faite pour le projet préalable, les résultats de cette campagne ont donné une contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{sol}$  de 2 bars pour une profondeur de 1.8 m.

**VIII.1.2 Stabilité des fondations**

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

Des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable vis-à-vis des déformations verticales tel que le tassement, où ces déformations doivent rester sous les limites admissibles préconisées par le laboratoire géotechnique.

### **VIII.1.3 Facteurs de choix du type de fondation**

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

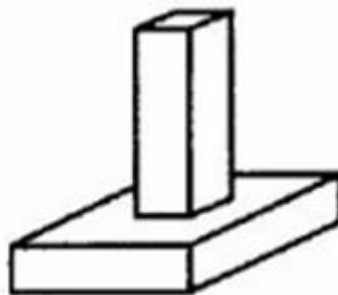
### **VIII.1.4 Choix de type de fondations**

Afin de déterminer le système de fondation le plus adéquat à notre ouvrage, nous devons faire quelques vérifications sur la capacité portante dont les semelles peuvent supporter selon leur type, en commençant par : En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelle isolée, si ce système n'est pas suffisant, en passera au système suivant ;
- Semelles continues (semelles filantes), de même si ce système ne sera pas suffisant en passera au système suivant ;
- Radier général

Nous proposons donc en premier lieu des semelles isolées comme solution.

#### **a) Semelles isolées sous poteaux**



**Figure VIII.1 : Schéma de la semelle isolé.**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N$  qui est obtenu à la base des poteaux.

La vérification à faire est :  $\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

$S$  : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}} = 200\text{KPa}$  ; contrainte admissible du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel ETABS20 à L'ELS.

$N_{ser} = 3555,2\text{kN}$ .

$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{3555,2}{200} = 17,77$

$S \leq 1 \Rightarrow S = B * L \Rightarrow B \geq 4,21\text{m}$  il y'a un chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**b) Semelles filantes**

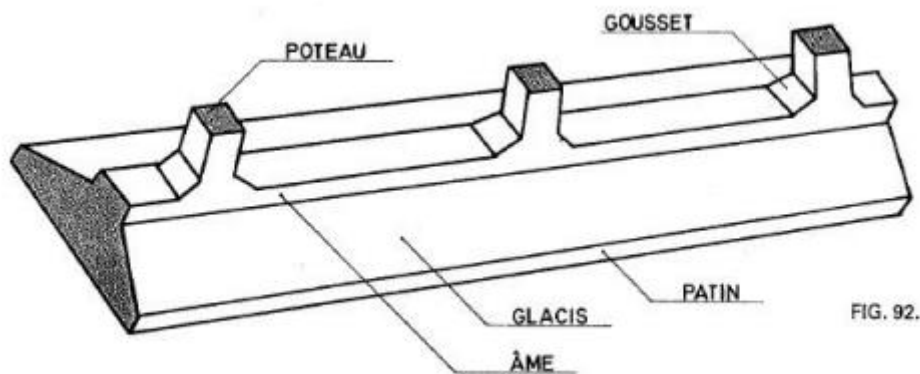


Figure VIII.2 : Schéma de la semelle filante.

La surface de la semelle est donnée par :

$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N_{ser}}{S} \Rightarrow S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Tel que :

$N = \sum N_i$  L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$S = B \times L$ .

$B$ : Largeur de la semelle. ;  $L$ : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L}$$

-Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

**Sens y-y**

**Tableau VIII .1 : Sections des semelles filantes sens y-y.**

files	N(kN)	S(m <sup>2</sup> )	L(m)	B(m)	<i>B<sup>choisie</sup></i> (m)
<b>A</b>	6409,18	33,75	13,5	2,37	2,5
<b>B</b>	8309,77	43,2	13,5	3,08	3,2
<b>D</b>	6265,14	32,3	8,5	3,69	3,8
<b>E</b>	3592,42	18,08	4,52	3,97	4
<b>F</b>	6410,84	33,44	8,8	3,64	3,8
<b>G</b>	6441,26	33,44	8,8	3,66	3,8
<b>H</b>	4570,57	23,85	5,3	4,31	4,5
<b>J</b>	6279,59	32,64	10,2	3,08	3,2

Afin de voir si ce système de fondation est intéressant pour notre structure, nous devons vérifier le rapport entre la surface totale des semelles et celle de la structure, si la surface des semelles est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_s / S_b > 50\%$ ), ce système n'est pas donc intéressant, un radier général sera donc le choix adéquat.

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

**Sens y-y**

S semelles = 276,2m<sup>2</sup>

S bâtiment = 312,74 m<sup>2</sup>

$$\frac{276,2}{312,74} = 0,88 = 88\% \geq 50\%$$

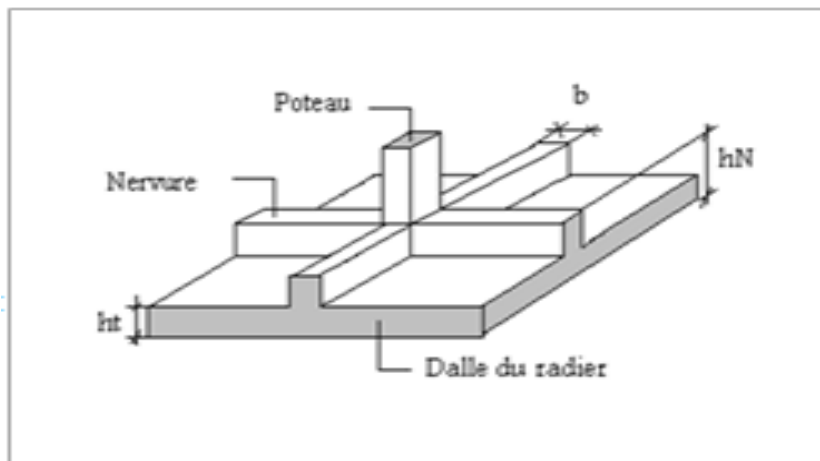
La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un **radier général**.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution du coffrage et du ferrailage lors de la réalisation.

**VIII .1.5. Radier général**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce dernier cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.



**Figure VIII.3 : Surface nécessaire de radier.**

**VIII.1.5.1. Calcul de surface minimale du radier**

Pour déterminer la surface du radier in faut que :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure

Pour :  $N_U=54586,05$  KN

$$S \geq \frac{54586,05}{200}$$

On trouve :  $S \geq 272,93m^2$

La surface du bâtiment  $S_b=312,74 m^2$

. Calcul du rapport  $\frac{S_s}{S_b} = \frac{272,93}{312,74} = 87 \% > 50\%$

Donc la surface totale du radier est  $312,74 m^2$



**VIII.1.5.2. Pré dimensionnement de radier****VIII.1.5.2.1. Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

**a. Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max}=4,95\text{m}$$

$$h_1 \geq 24,75\text{cm}$$

$$h_1 \approx 25\text{ cm}$$

**b. Condition de cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau} = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$N_u = 74798,16 \text{ kN}$$

$$L = 4,95 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{1ml L N_u}{2S_{rad} bd} = \frac{N_u L}{2 S_{rad} bd} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{1ml L N_u}{2S_{rad} b(0,9\bar{\tau})}$$

$$h \geq \frac{74798,16 \times 10^3 \times 5850}{2 \times 312,74 \times 10^6 \times 1000 \times 0,9 \times 2,5} = 26,30 \text{ cm}$$

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$$

On adopte **h = 40 cm**

**VIII.1.5.2.2. Nervures****a. Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$b \geq 49,5 \text{ cm}$ . On opte  $b = 60 \text{ cm}$

**b. La hauteur de nervure**

**b.1 Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max} = 4,95 \text{ m} \rightarrow 33\text{cm} \leq h_N \leq 49,5\text{cm}$

On prend :  $h_{n1} = 45\text{cm}$

**b.2 Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec :

E : Module de Young (E=21000MPa).

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm<sup>3</sup> (cas d'un sol moyen);

- K=0,5[kg/cm<sup>3</sup>]..... Pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm<sup>3</sup>] .....Pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm<sup>3</sup>]..... Pour un très bon sol.

b=0,6: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 4,75m

Donc :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h_{N2} \equiv \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \times (2 \times 4950)^4}{21000 \times \pi^4}} = 82,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{N2} = 85 \text{ cm}$ .

A partir des deux conditions :  $h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2})$  On prend :  $h = 85\text{cm}$ .

**Conclusion**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h_R=40\text{cm}$ .
- Les dimensions de la nervure :  $h_N=85\text{cm}$  et  $b=60\text{cm}$

**VII.1.5.3. Caractéristiques géométriques du radier****a. Position du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = 8,27\text{m} \\ Y_G = 7,81 \end{cases}$$

**b. Moments d'inertie :**

$$\begin{cases} I_{xx} = 21694,6\text{m}^4 \\ I_{yy} = 19373,92\text{m}^4 \end{cases}$$

**VIII.1.5.4. Vérifications Nécessaires****VIII.1.5.4.1. Vérification de la Stabilité du Radier**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

**Avec :**

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$M_0$ ,  $V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABS v20**.

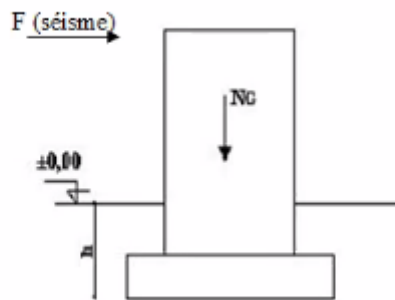


Figure VIII.4 : Schéma statique du bâtiment.

**Sens x-x**

$$M_0=1120,71 \text{ kN.m} ; V_0=8544,74 \text{ kN} ; h=h_{s/sol}+h_n=8,38\text{m}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1ser}=54586,05\text{kN}$$

$$N_2=\rho_b.S.h=25 \times 312,74 \times 0,40=3127,4\text{kN}$$

$$N=57713,45\text{kN}$$

$$M_s=N \times x_G=477290,23 \text{ kN.m}$$

$$M_R=\sum M_0+V_0h$$

$$\text{Donc: } M_R=72725,63 \text{ kN.m}$$

$$\frac{477290,23\text{kN}}{72725,63}=6,56 > 1,5 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**Sens y-y**

$$M_0=1030,85\text{kN.m}; V_0=6168,32\text{kN}; h=h_{s/sol}+h_n=8,38\text{m}$$

$$M_s=N \times y_G=426317,05\text{kN.m}$$

$$M_R=\sum M_0+V_0h$$

$$\text{Donc : } M_R=52721,37\text{kN.m}$$

$$\frac{426317,05}{52721,37}=8,08 > 1,5 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**Conclusion**

Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

**VIII.1.5.4.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\sigma_{sol}=2\text{bars}$ .

Les contraintes du sol sont données par :

**a. Sollicitation du premier genre**

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{57713,45}{312,74} = 184,54 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 184,54 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**b. Diagramme des contraintes sous le radier**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.0 \sigma_{adm}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

**c.**

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$ ;  $\sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } \sigma_{sol}$$

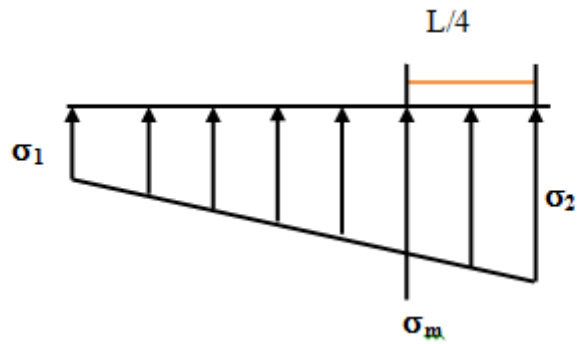


Figure VIII.5 : Diagramme des contraintes sous le radier.

**ELU**

$$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$$

$$N_u = 79020,15 \text{ kN}$$

$$M_x = 1120,71 \text{ kN.m} ; M_y = 1030,85 \text{ kN.m} ; S_r = 312,74 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VIII.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	253,09	252,24	252,87
<b>Sens y-y</b>	253,09	252,25	252,87
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) < \sigma_{sol} = 300$

**ELS**

$$N_{ser} = 57713,45 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Tableau VIII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	184,97	184,11	184,75
<b>Sens y-y</b>	184,85	184,13	184,67
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < \sigma_{\text{sol}} = 200$

### **c. Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU: } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 252.87 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 184,75 \text{ kN/m}^2$$

### **VIII.1.5.5. Ferrailage du radier**

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les poteaux, les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce et il est en contact permanent avec les terres.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  qui dépend du rapport ( $\rho = L_x / L_y$ ) et du coefficient de POISSON ( $\nu$ ).

#### **VIII.1.5.5.1. Ferrailage de la dalle du radier**

- **Valeur de la pression sous radier**

$$\text{ELU: } q_u = \sigma_u \cdot 1m = 252.87 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1m = 184,75 \text{ kN/m}$$

### **a.1 Calcul des efforts**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

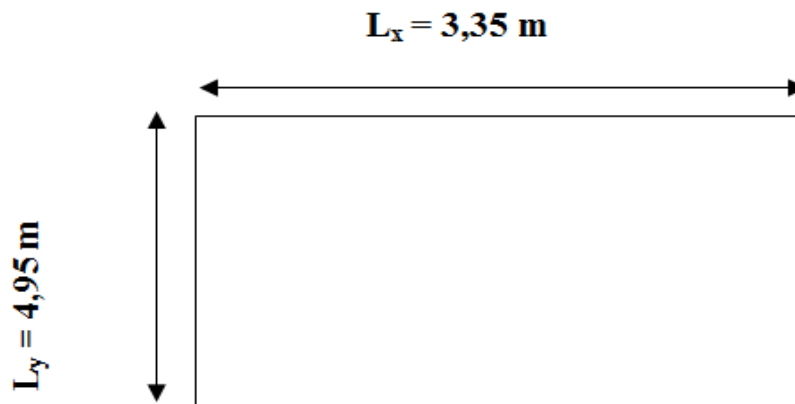


Figure VIII.6 : Panneau le plus sollicité de la dalle du radier.

**a.2 Calcul des moments**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ .

v: Coefficient de poisson  $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

Si:  $0 < \rho < 0,4$  ..... La dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si:  $0,4 < \rho < 1$  ..... La dalle porte dans les deux seuls sens.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,68 \rightarrow \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\rho^3)} = 0,071$$

$$\mu_y = \rho^3 \times (1,9 - 0,9\rho) = 0,40$$

$$M_x = 439,91 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 175,96 \text{ kN.m}$$



Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

➤ Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,85. M_x ; M_{ty}=0,85. M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,3.M_x ; M_{ay}=0,3.M_y)$$

➤ Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,75.M_x ; M_{ty}=0,75.M_x)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,5.M_x ; M_{ay}=0,5.M_x)$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

#### **A. Moments en travées**

$$M_{tx}=0,85M_x=373,92 \text{ kN m}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=149,57 \text{ Kn m}$$

#### **B. Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay}=0,5M_x= 219,96 \text{ kNm}$$

#### **C. Ferrailage de la dalle**

$b=100\text{cm} ; h=40\text{cm} ; d=36\text{cm} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=25 \text{ MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=435\text{MPa}$

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,17$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{373,92 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,17} = 0,20$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu)}) = 0,2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 35,11 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choi x	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	373,9 2	0,20	0,28	35,11	23,16	8T20	25,13	12,5
	y-y	149,5 7	0,08	0,10	35,04	9,81	8T14	12,31	12,5
Appuis	x-x	219,9 6	0,11	0,14	35,04	14,43	8T16	16,08	12,5
	y-y								

**Espacement**

$$Esp \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \implies St \leq \text{Min}(120, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Travée**

**Sens x-x :**

$$S_t = 12,5\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte  $S_t = 12,5\text{cm}$

**Sens y-y :**

$$S_t = 12,5\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

On prend  $S_t = 12,5\text{cm}$

- **Appui**

$$\text{Sens x-x : } S_t = 12,5\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte  $S_t = 12,5\text{cm}$

$$\text{Sens y-y : } S_t = 12,5\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

On prend  $S_t = 12,5\text{cm}$

**c.3 Vérifications nécessaires****- Condition de non fragilité**

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,47\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées

**- Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,68 \rightarrow \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\rho^3)} = 0,071$$

$$\mu_y = \rho^3 \times (1,9 - 0,9\rho) = 0,40$$

$$M_x = \mu_x \times l_x^2 \times q_s$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 321,41 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 128,56 \text{ kN.m}$$

**A. Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 273,19 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 109,28 \text{ kNm}$$

**B. Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 160,7 \text{ kNm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{e.}; \max(0,5 f_{e.} \cdot 110 \sqrt{n \times f_{t28}}) \right\}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{373,92 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,17} = 0,20$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu)}) = 0,2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 35,11 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z}$$

**Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
<b>Trav</b>	<b>x-x</b>	273,19	25,13	13,15	15	343,79	201,63	Non
	<b>y-y</b>	109,28	12,31	6,79	15	271,28	201,63	Non
<b>App</b>	<b>x-x</b>	160,7	16,08	9,04	15	309,03	201,63	Non
	<b>y-y</b>							

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	Choix	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
Trav	x-x	273.19	10T25	49,04	10,71	15	183,44	201,63	Oui
	y-y	109,28	10T16	20,11	5,68	15	169,86	201,63	Oui
App	x-x	160.7	8T20	31,42	7,20	15	163,76	201,63	Oui
	y-y								

**- Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

$$\tau_u < \bar{\tau} = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{252,87 \times 4,95}{2} = 625,85 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{625,85 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,73 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{vérifier}$$

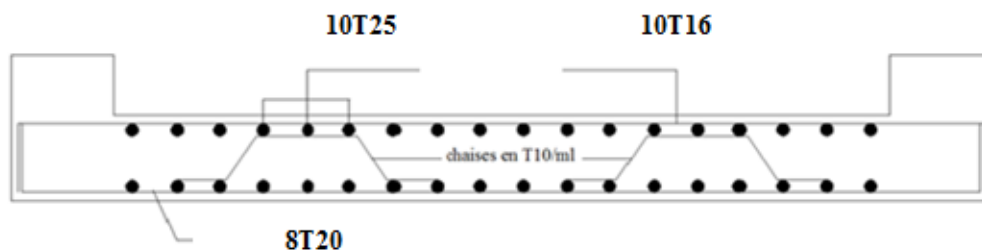


Figure VIII.7 : Schéma de ferrailage du radier.

**VIII.1.5.5.2. Ferrailage de la nervure du radier****b.1 Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

**b.2 Calcul des armatures**

b=60 cm ; h=180 cm ; d=162 cm

- **Sens porteur :** L=4,95 m ; q=252,85kN/ml

**Tableau VIII.7: Ferrailage des nervures (sens porteur).**

	$M_u$ (kNm)	M	$\alpha$	Z(mm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
<b>Travée</b>	685,26	0,03	0,03	161,01	9,78	8T20	25,13
<b>Appuis</b>	387,22	0,01	0,01	161	5,52	8T20	25,13

- **Sens non porteur :** L=3,35m ; q=252,85 kN/ml

**Tableau VIII.8: Ferrailage des nervures (sens non porteur).**

	$M_u(kNm)$	$\mu$	$\alpha$	Z(mm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
<b>Travée</b>	301,49	0,01	0,013	161,16	43	10T25	49,04
<b>Appuis</b>	177,35	0,007	0,008	161,48	25,24	10T20	31,42

**b.3 Vérifications nécessaires**

**1. Condition de non fragilité**

$$A_{smin} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,08cm^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

**1. Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0,85M_0$  QS+ 184,75kN

Sur appuis :  $M_a = 0,50M_0$

**Tableau VIII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

Sens	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Porteur</b>	<b>Travée</b>	480,97	25,13	2,74	15	128,9	201,63	Oui
	<b>Appuis</b>	282,92	25,13	1,61	15	75,60	201,63	Oui
<b>Non porteur</b>	<b>Travée</b>	480,97	49,04	2,13	15	67,79	201,63	Oui
	<b>Appuis</b>	282,92	31,42	1,48	15	61,1	201,63	Oui

**1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

$\tau_u < \bar{\tau} = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{252,87 \times 4,95}{2} = 625,85 \text{ kN}$

$\tau_u = \frac{625,85 \times 10^3}{600 \times 945} = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{vérifier}$

**VIII.1.5.5.3. Armatures transversales**

• **BAEL 91 modifié 99**

\*  $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$

\*  $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

\*  $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,40 \text{ MPa}$

• **RPA99 version 2003 :**

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$

$S_t \leq \frac{h}{2} = 90 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$

$\phi_t = 2 \text{ cm}$

$f_e = 500 \text{ MPa}; \tau_u = 1,19 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}; b = 60 \text{ cm}; h = 105 \text{ cm}$

On trouve :

$S_i=15\text{cm}$ .....Zone nodale.

$S_i=30\text{cm}$ .....Zone courante.

**Tableau VIII.10 : Choix des armatures transversales.**

	Section	Zone	St(cm)	$\Phi_t$ (cm)	At calculée (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	At (cm <sup>2</sup> )
Nervures	60x105	courante	30	1,2	5,4	6T12	6,79
		nodale	15		2,7	4T12	4,52

**VIII.1.5.5.4.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 cm<sup>2</sup> /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

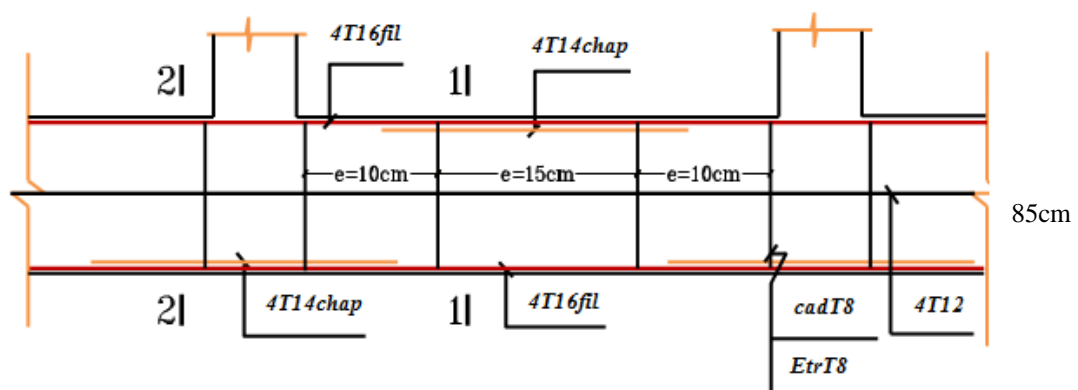
$h=105\text{ cm}$

$A_p=3 \times 1,8 = 5,4\text{ cm}^2$

On choisit  $A_p = 4T14 = 6,16\text{ cm}^2$

**Schéma de ferrailage de la nervure**

**NERVURE**



**Figure VIII.8 : Schéma de ferrailage de la nervure.**

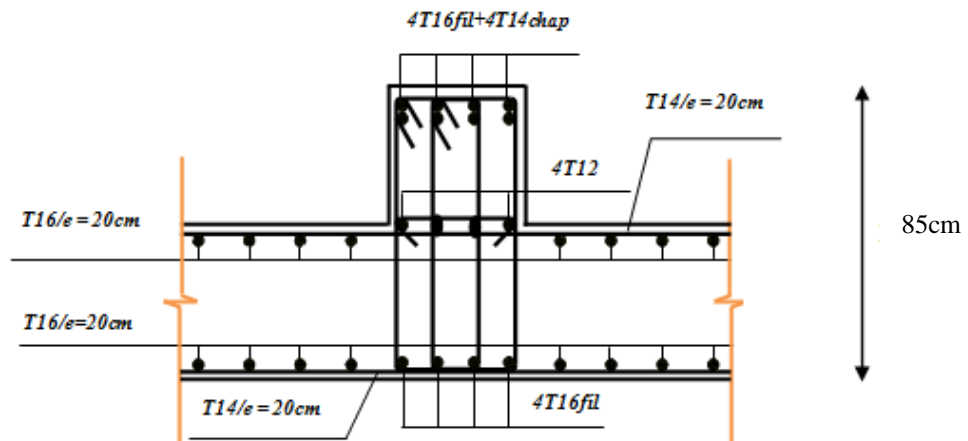


Figure VIII.9 : (En travées).

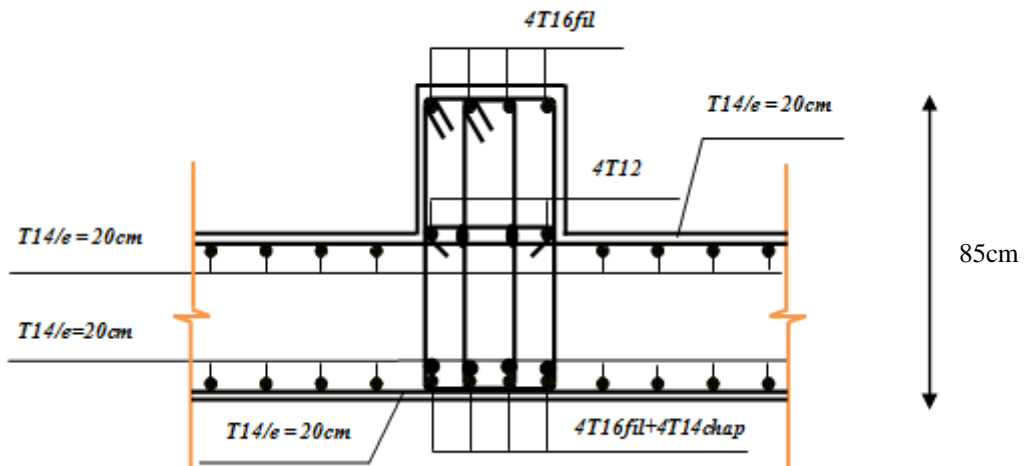


Figure VIII.10 : (Sur appuis).



### VIII.2. Etude de voile périphérique

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectuée sur une profondeur de 1.8m. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.

#### VIII.2.1. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

D'après l'article **10.1.2** du **RPA2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale 15 cm ( $e \geq 15$ ).
- Les armatures sont constituées de 2 nappes.
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % **B** dans les deux sens.
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

Avec : B : Section du voile

#### VIII.2.2. Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 30 cm ;
- Hauteur de 3,4 m.
- longueur de 74,6 m

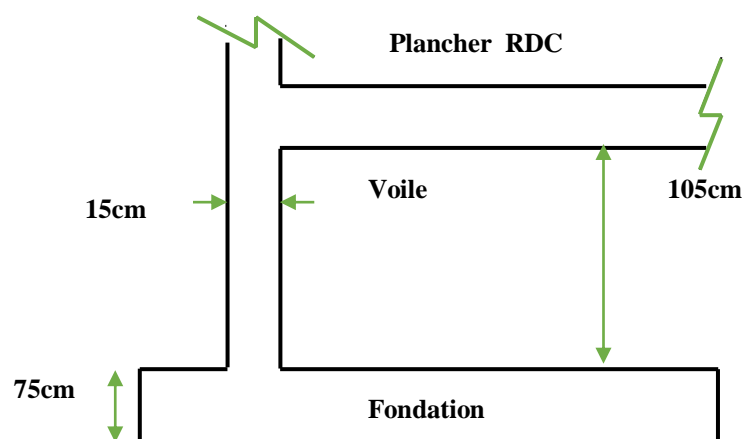


Figure VIII.11 : Le voile périphérique.

#### VIII.2.3. Ferrailage de voile

Le ferrailage du voile périphérique sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le calcul du ferrailage se fait par une bonde de 1ml.

$$A_v > 0,1\% * b * L \implies 0,1\% * 30 * 100 \dots\dots\dots A_v > 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H > 0,1\% b * L \implies 0,1\% * 30 * 100 \dots\dots\dots A_H > 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 10HA14, avec un espacement  $St = 15\text{cm}$ .

Pour les deux nappes et pour les deux sens, le voile périphérique est sollicité en flexion composée.

- **Nappe intérieure et inférieure :**

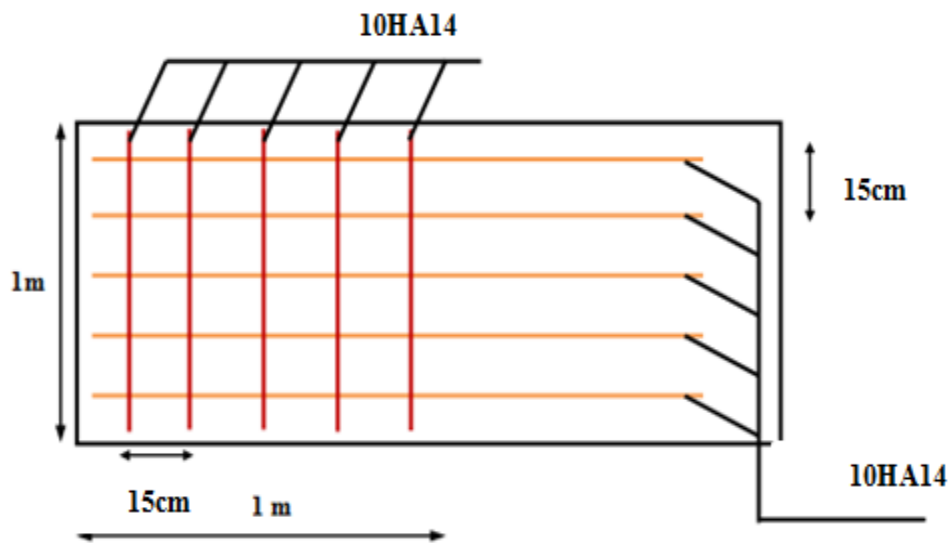


Figure VIII.12: Ferrailage du voile périphérique

**VIII.3. Ferrailage des poteaux de l'entre-sol**

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal de compression simple pondéré.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que  $\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que  $\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 80 \end{cases}$$

Poteau carré  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : longueur de flambement, on prend  $l_f = 0,7L_0$

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a}$$

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa

-  $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers  $f_e = 500$  MPa

-  $Br$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

Poteau .....  $Br = (a - 0,02)^2$  [m<sup>2</sup>].

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

- Poids du plancher .....  $6,34 \times 39,61 = 251,12$  kN

- Poids du poteau .....  $(0,9 \times 0,6) \times (4,08 - 0,4) \times 25 = 49,7$  kN

- Poids de la poutre principale .....  $G_{PP} = 28,8$  kN

- Poids de la poutre secondaire .....  $G_{Ps} = 29,4$  kN.

**G = 362,02 kN**

Surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 39,61 = 198,05$  kN

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 785,8$  kN

- Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_u(es) = N_u(RDC) + N_{u1}$

$N_u(es) = 2000,06 + 785,8 = 2785,86$

Entre -sol est de section carré  $B = 90 \times 60$  cm<sup>2</sup>

$Br = (90 - 2)^2 = 7744$  cm<sup>2</sup>

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{4,08 \times 0,7 \times \sqrt{12}}{0,8} = 12,36$$

$$\left\{ \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{12,36}{35}\right)^2} = 0,83 \quad \text{Si } \lambda \leq 50 \right.$$

$$A_s \geq \left[ \frac{2785,86 \times 10^3}{0,83} - \frac{7744 \times 10^2 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \times \frac{1,15}{500} = -252,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,009 * a * b = 0,009 * 60 * 90 = 48,6 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau de l'entre-sol sous un effort normal à la base égal à 2873,366 kN a donné une section inférieure à celle exigée par les RPA99 ver2003 ( $A_{smin}=36 \text{ cm}^2$ ) ; notre choix est :

$$A_s = 12T25 = 58,91 \text{ cm}^2$$

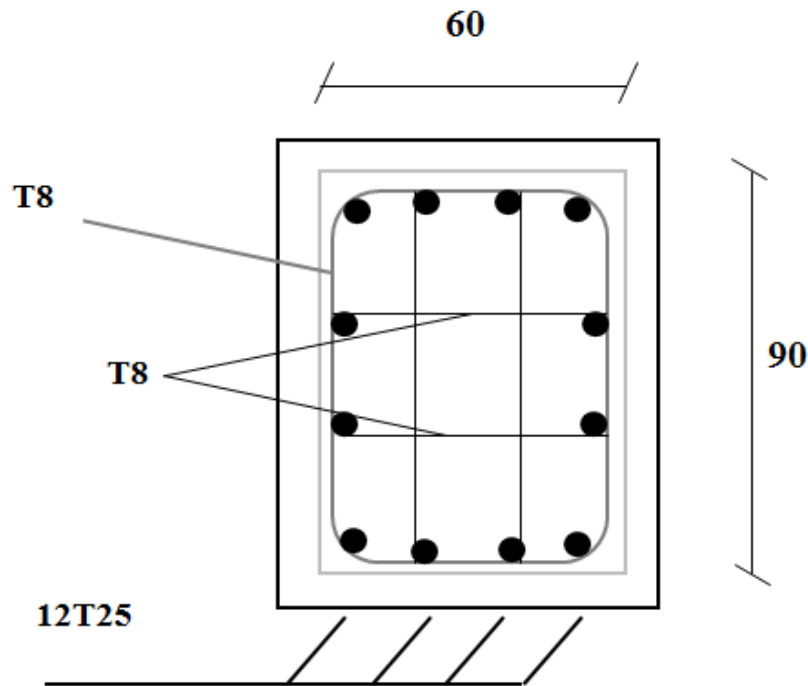


Figure VIII.13 : Schéma de ferrailage du poteau entre-sol.

**VIII.4. Ferrailage des poteaux de sous-sol**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

-Poids du plancher..... 6,34\*39,61 = 251,12kN

-Poids du poteau.....  $(0,6*0,9)*(\ll 3,4-0,4) *25 =40,5 \text{ kN}$

-Poids de la poutre principale.....  $GPP = 28,8 \text{ kN}$

-Poids de la poutre secondaire.....  $GPs=29,4 \text{ kN}$

**G = 349,82Kn**

-Surcharge d'exploitation :  $Q=5x 39,61=198,05\text{kN}$

$Nu1=1,35G+1,5Q=769,33\text{kN}$

-Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$Nu \text{ (es)}=Nu \text{ (entre-sol)}+Nu1$

$Nu \text{ (es)} =2785,86+735,98= 3555,2$

Sous -sol est de section carré  $B=90*60 \text{ cm}^2$

$Br= (90-2)^2 = 7744 \text{ cm}^2$

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{4,08 \times 0,7 \times \sqrt{12}}{0,8} = 12,36$$

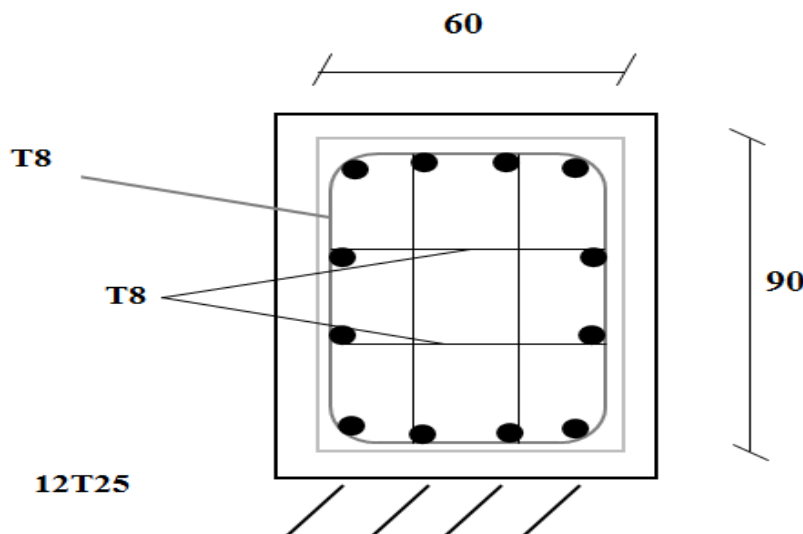
$$\left\{ \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{12,36}{35}\right)^2} = 0,83 \quad \text{Si } \lambda \leq 50 \right.$$

$$A_s \geq \left[ \frac{3555,2 \times 10^3}{0,83} - \frac{7744 \times 10^2 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \times \frac{1,15}{500} = -319,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,009 * a * b = 0,009 * 60 * 90 = 48,6 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau de sous-sol sous un effort normal à la base égal à **3481,22 kN** a donné une section inférieure à celle exigée par les **RPA99 ver2003** ( $A_{smin}=36 \text{ cm}^2$ ) ; notre choix est

$$A_s = 12T25 = 58,91 \text{ cm}^2$$



**Figure VIII.14 : Schéma de ferrailage du poteau sous-sol.**

# ***CONCLUSION***

### Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'assimiler une formation complète sur les différentes étapes relatives à la conception et le calcul structural d'un bâtiment, en commençant par la lecture et la compréhension des plans d'architecture du projet ainsi que l'exploitation des données géotechnique du sol d'assise, suivi par l'utilisation des divers logiciels de modélisation numérique et de calcul de ferrailage, tout en respectant les dispositions constructives réglementaires régissant des principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de construction en génie civil.

Le bâtiment objet de ce projet est caractérisé par une forme géométrique irrégulière en plan et un élancement important en hauteur (Sous-sol + rez-de-chaussée + 8 étages). L'ossature de l'ouvrage est conçue en une structure métallique en superstructure contreventée par des voiles en béton armé disposés en noyau. L'analyse et la vérification de la structure avec ce système de contreventement nous a montré des résultats très concluants en termes de stabilité et de résistance globale de la structure.

Cette étude nous a permis également de conclure les points suivants :

- ✓ Le prédimensionnement des éléments structuraux est fait suivant la géométrie du bâtiment ainsi que la position de ces éléments ;
- ✓ Lors de l'élaboration du modèle numérique, il est primordial de considérer l'ensemble des éléments structuraux intervenant dans la stabilité et la résistance de la structure. Les éléments secondaires sont considérés dans le modèle de calcul par introduction comme étant un poids ou charges additionnelles, cela permet d'avoir un comportement dynamique meilleure et proche de la réalité et donc on aura un gain de temps important dans l'analyse de la structure ;
- ✓ Vu l'implantation de la structure dans une zone de moyenne sismicité, et vu le poids important des planchers des différents étages, il a été constaté que l'action sismique est plus défavorable que celle du vent pour notre cas d'étude ;
- ✓ Le contreventement de la structure avec un noyau en béton armé a assuré une rigidité latérale considérable pour la structure, ce qui a permis de ne pas avoir des stabilités en X ou en V sur la périphérie de la structure ;
- ✓ Pour l'ensemble des éléments structuraux, la résistance et la stabilité ont été calculées et vérifiées vis-à-vis des différents phénomènes d'instabilités conformément aux règlements en vigueur ;



- ✓ Plusieurs types d'assemblages ont été calculés dans notre cas d'étude ;
- ✓ Après calculs et vérifications des différents systèmes de fondations, il s'est avéré qu'un radier général est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure que les semelles isolées ou filantes.

Enfin, cette expérience nous a permis d'acquérir des informations complémentaires essentielles par rapport à ce que nous avons déjà appris lors de notre formation universitaire, ce qui est une base très importante à l'avenir dans notre vie professionnelle.

***REFERENCES***

***BIBLIOGRAPHIQUES***

1. DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
2. D.T.R B C 2.44 ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier« CCM97 ».
3. D.T.R B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
4. D.T.R B C – 2.2 ; Charge Permanentes et Charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
5. EUROCODE 3 ; Calcul des structures en acier ».
6. EUROCODE 4 ; Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
7. B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
8. DTR-BC2.331 : Règles de calculs ses fondations superficielles.
9. Le CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
10. Projets de fin d'étude (Université de BLIDA).
11. Cours de 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> année master.

# *ANNEXES*

## ANNEXE 1

Tableau des armatures (1)

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

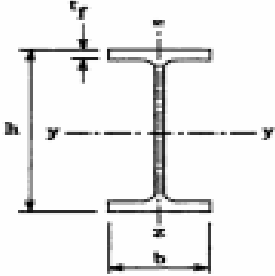
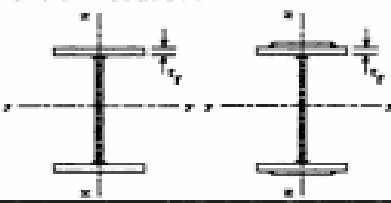
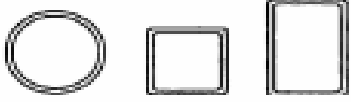
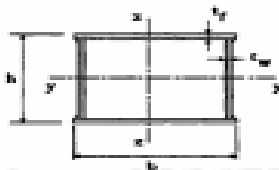

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)

## ANNEXE 2

Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$ 

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

## ANNEXE 3

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{y0}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{y2}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

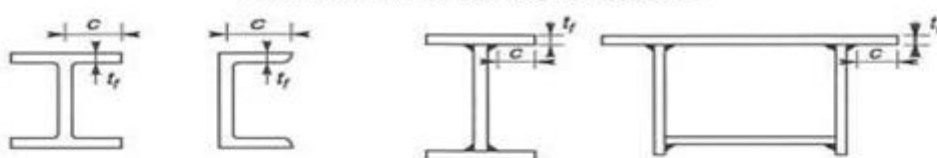
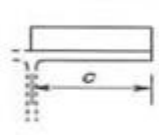
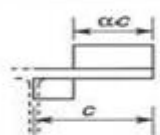
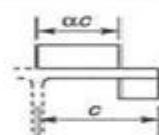
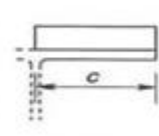
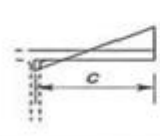
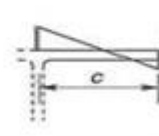
\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE 4

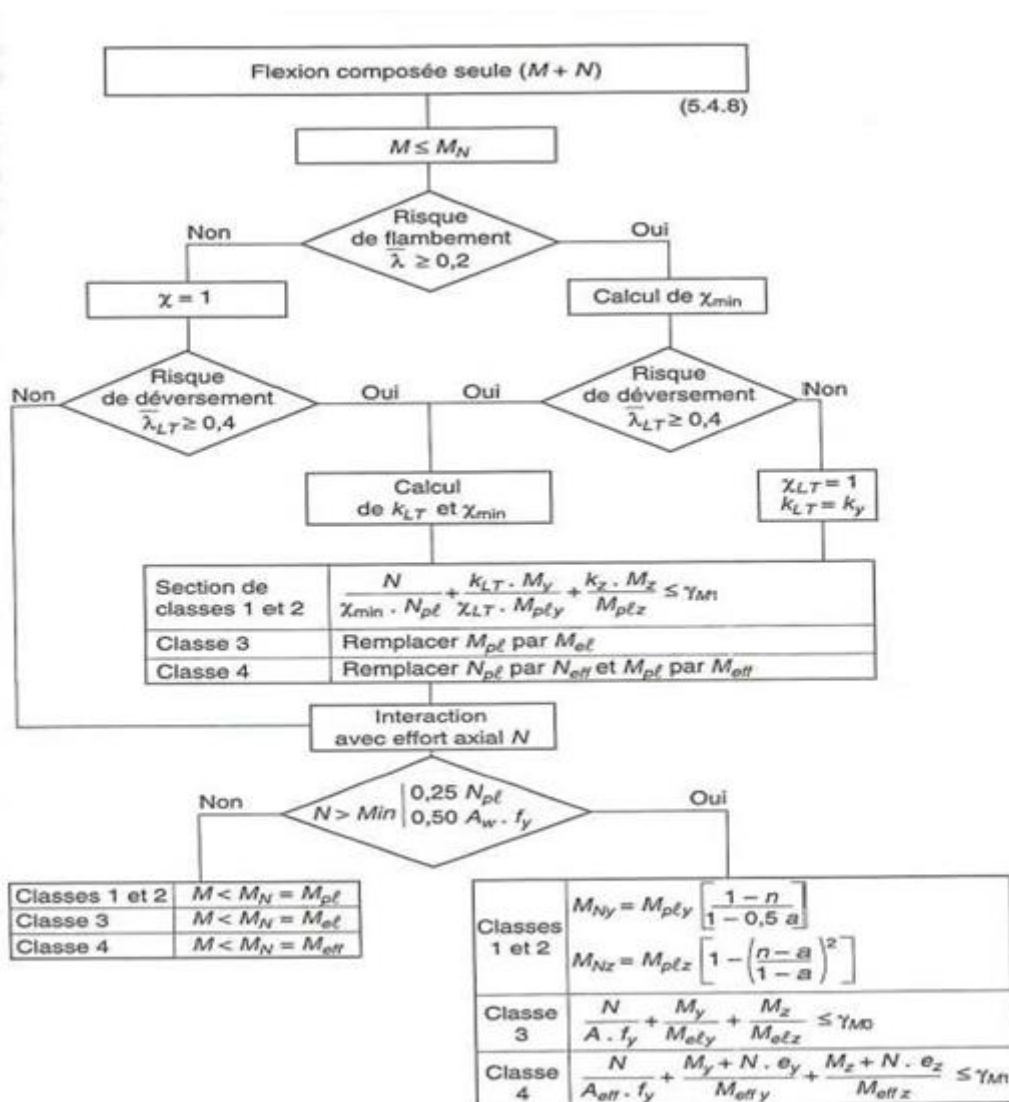
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
<p style="text-align: right;">Axe de flexion</p> <p style="text-align: center;"><math>d = h - 3t \quad [t = t_f = t_w]</math></p>				
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d / t_w \leq 72 \epsilon$	$d / t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d / t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d / t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d / t_w \leq 83 \epsilon$	$d / t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d / t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d / t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d / t_w \leq 124 \epsilon$	$d / t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d / t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$ : $d / t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81



## ANNEXE 5

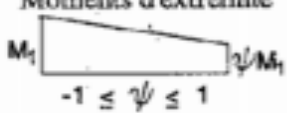
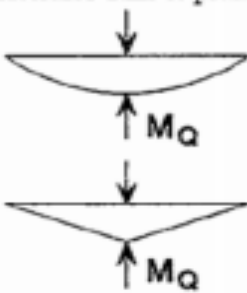
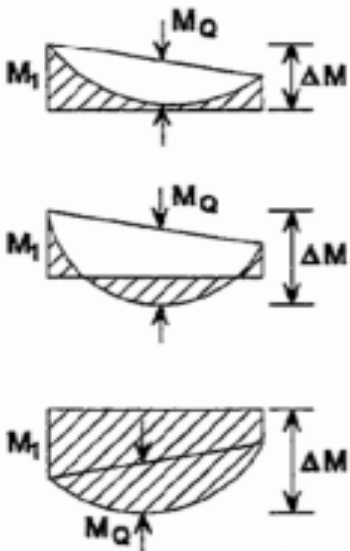
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles en console :				
				
		Sections laminées		Sections soudées
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	Laminées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 9 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{9}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	Laminées	$c / t_f \leq 11 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{11}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	Laminées	$c / t_f \leq 15 \varepsilon$	$c / t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$	
	Soudées	$c / t_f \leq 14 \varepsilon$	$c / t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$	
		Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

## ANNEXE 6



## ANNEXE7

Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$ 

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =  \text{Max} M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases}  \text{max} M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \text{max} M  +  \text{min} M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

## TABLEAUX DES PROFILS

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte															Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z										Pure bending y-y		Pure compression				
	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub>	W <sub>pl,y</sub>	i <sub>y</sub>	A <sub>cz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el,z</sub>	W <sub>pl,z</sub>	i <sub>z</sub>	s <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	y <sub>s</sub>	y <sub>m</sub>	S235	S355	S235	S355				
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>	mm	mm									
UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓			
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓			
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓			
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓			
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓			
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓			
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓			
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓			
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓			
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓			
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓			
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓			
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓			
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓			

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm		h <sub>1</sub> mm	d mm	∅	e <sub>ext</sub> mm	e <sub>int</sub> mm	A <sub>e</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /t
UPE 80*	7,90	80	50	4,0	7,0	10	10,1	66	46	-	-	-	0,343	43,45
UPE 100*	9,82	100	55	4,5	7,5	10	12,5	85	65	M 12	35	36	0,402	41,00
UPE 120*	12,1	120	60	5,0	8,0	12	15,4	104	80	M 12	35	41	0,460	37,98
UPE 140*	14,5	140	65	5,0	9,0	12	18,4	122	98	M 16	35	38	0,520	35,95
UPE 160*	17,0	160	70	5,5	9,5	12	21,7	141	117	M 16	36	43	0,579	34,01
UPE 180*	19,7	180	75	5,5	10,5	12	25,1	159	135	M 16	36	48	0,639	32,40
UPE 200*	22,8	200	80	6,0	11,0	13	29,0	178	152	M 20	46	47	0,697	30,60
UPE 220*	26,6	220	85	6,5	12,0	13	33,9	196	170	M 22	47	49	0,756	28,43
UPE 240*	30,2	240	90	7,0	12,5	15	38,5	215	185	M 24	47	51	0,813	26,89
UPE 270*	35,2	270	95	7,5	13,5	15	44,8	243	213	M 27	48	50	0,892	25,34
UPE 300*	44,4	300	100	9,5	15,0	15	56,6	270	240	M 27	50	55	0,968	21,78
UPE 330*	53,2	330	105	11,0	16,0	18	67,8	298	262	M 27	54	60	1,043	19,60
UPE 360*	61,2	360	110	12,0	17,0	18	77,9	326	290	M 27	55	65	1,121	18,32
UPE 400*	72,2	400	115	13,5	18,0	18	91,9	364	328	M 27	57	70	1,218	16,87

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>e</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm		h <sub>1</sub> mm	d mm	Ø	p <sub>max</sub> mm	p <sub>min</sub> mm	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /t
HE 220AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005								
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending-y			Pure compression			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	G	I <sub>y</sub>	W <sub>ey</sub>	W <sub>ey</sub> ♦	i <sub>y</sub>	A <sub>e</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>ez</sub>	W <sub>ez</sub> ♦	i <sub>z</sub>	s <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	I <sub>w</sub>	S <sub>235</sub>	S <sub>355</sub>	S <sub>460</sub>	S <sub>235</sub>	S <sub>355</sub>				S <sub>460</sub>
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>6</sup>										
HE 220AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	∅ mm	p <sub>int</sub> mm	p <sub>ext</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>C</sub> m <sup>2</sup> /t
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA*	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA*	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337*	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399*	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137



Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005					EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001		
	axe forte y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>ey</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>ey</sub> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm	A <sub>e2</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>ez</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>ez</sub> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm	S <sub>x</sub> mm	I <sub>t</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>tw</sub> mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>	S235	S355	S460	S235				S355	S460
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 550 B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 x 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 600 x 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	✓	HI	

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h mm	d mm	Ø	P <sub>int</sub> mm	P <sub>ext</sub> mm	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /t
IPEAA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPEA 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPEA 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPEA 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPEA 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPEA 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPEA 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPEA 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPEA 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005								
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending-y			Pure compression			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>ey</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>py</sub> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> mm	A <sub>e</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>ez</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pz</sub> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm	s <sub>x</sub> mm	I <sub>t</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>o</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	S <sub>235</sub>	S <sub>355</sub>	S <sub>460</sub>	S <sub>235</sub>	S <sub>355</sub>				S <sub>460</sub>
IPEAA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓	✓
IPEA 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPEA 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEA 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	Ø	p <sub>min</sub> mm	p <sub>max</sub> mm	A <sub>1</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>2</sub> m <sup>2</sup> /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12

G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>elx</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>ely</sub> † mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm x10	A <sub>er</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>elz</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>ely</sub> † mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm x10	s <sub>x</sub> mm	I <sub>x</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>o</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 10025	EN 10025	EN 1022	
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓

ANNEXE 8

Fiche technique tôle Hi-bond 55



Identification Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m <sup>2</sup>	Ép. t en cm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	8,58	0,75	8,97
0,88	11,23	0,88	8,18
1,00	12,65	1,00	9,30
1,20	15,30	1,20	11,16

Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm <sup>2</sup> /m	Position fibre neutre v <sub>1</sub> en cm		Mt d'inertie I en cm <sup>4</sup>	Module de résistance I/v <sub>1</sub>	
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissables par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étalement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1<sup>mm</sup> de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file de détails éventuelle.

ACIER	Épaisseur Plancher h (m)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		XX	XXX	XXXX	Plus	XX	XXX	XXXX	Plus	XX	XXX	XXXX	Plus	XX	XXX	XXXX	Plus
Portée = Clair + 5 en	10	2,70	3,60	3,70	3,75	2,85	3,80	3,90	3,93	2,95	3,95	4,05	4,07	3,11	4,08	4,18	4,20
	11	2,80	3,48	3,20	3,15	2,74	3,66	3,30	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,08
	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,85	3,54	3,28	3,36	2,75	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
	13	2,43	3,28	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,30	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
Portée = Clair + 5 en	14	2,37	3,17	2,94	2,84	2,50	3,34	3,00	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,69
	15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,28	3,02	2,80	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,70	2,48	3,30	3,09	3,02	2,63	3,50	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,80	2,60	2,43	3,28	3,01	2,89	2,57	3,40	3,19	3,33
Bois	18	2,15	2,80	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,57	3,19	2,95	2,77	2,52	3,36	3,13	3,21
	19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
	20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,66	2,41	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,60	2,40	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,58	2,35	3,15	2,91	2,75
Portée = Entree	24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,78	2,60	2,01	2,14	2,88	2,60	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'étalement du plancher est supérieur à 30.

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraire, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Sarl SES (Steel Export Service)  
 Route de Bâle • Chemin Berbeosa • BP233 Kôlle • Tipaza • Algérie  
 Tél. : 024 59 34 17/ 20/ 21  
 Fax : 05 54 50 30 63/ 64/ 65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34  
 Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com

