

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**  
**Scientifique**

**Université Ahmed Draia Adrar**  
**Faculté Des Sciences et de Technologies**  
**Département Des Sciences et Technologie**



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme :

**Master En Génie Civil**

**Option : Structure**

**Présenté Par :**

**Eswed Younis**

**Bouragaa Kheira**

**THEME**

**Etude d'un bâtiment R+7+S-Sol à structure mixte acier-  
béton armé**

**(Adaptation du bâtiment de Bruxelles environnement)**

Soutenu Le 20/06/2018 Devant le membre de jury composé de :

<b>Mr. Bada Adelmalek</b>	Univ. Adrar	<b>Président</b>
<b>Mr. Hamouda Abdelaziz</b>	Univ. Adrar	<b>Examineur</b>
<b>Mr. Bassoud Abdelkader</b>	Univ. Adrar	<b>Encadreur</b>

**Année Universitaire 2017-2018**

---

*Dédicace :*

*Je dédie ce mémoire à mes chers parents, et frères.*

*Spéciale dédicace aux petites anges Bouragaa Ahmed Abdeslam, Djinane  
, qu'ALLAH les protège.*

*Bouragaa kh*

## إهداء :

الى والداي :

لا استطيع أن أقول شكرا فهي لا تقال إلا في نهاية الاحداث وانا أرى نفسي دائما في البداية, فمن غيرك  
زرع فينا حب الدراسة. أدامك الله وراك لتكون منارة دائما لنا, والدي العزيز.

ربما لا تتاح الفرصة لي لأقول لكي شكراً, ربما لا املك جرأة التعبير عن الامتنان والعرفان ولكن يكفي  
ان تعلمي يا نور العين وبهجة القلب, انه لك و لوالدي امتناناً ينتظر فرصة واحدة لتقديم لكما الروح  
والقلب, امي العزيزة.

الى من ركع العطاء أمام قدميهما وقدموا لي عمرهم وروحهم "جدي وجدتي".

الى سندي وقوتي وملاذي بعد الله، الى من أثروني على أنفسهم " اعمامي حفظهم الله".

الى القلوب الطاهرة الرقيقة والنفس البريئة، الى بهجة حياتي " أخوتي وأخواتي "

الى اصدقاء الوطنين.( فلسطين-الجزائر)

أهدي لكم هذا العمل

يونس عسود

---

## *Remerciements :*

Tout d'abord, nous remerciant ALLAH qui nous a donné la force, le courage et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous souhaitant adresser nos vifs remerciements à nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Nous tenant à remercier sincèrement Mr. BASSOUD A, notre encadrant de mémoire de fin d'études, pour ses précieux conseils et son orientation ficelée tout au long de notre recherche, à qui nous serons toujours reconnaissants.

Egalement, ces remerciements vont aux tous nos enseignants chacun à son nom.

On n'oublie pas de remercier toutes les personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

## Résumé :

Ce projet de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment à ossature mixte acier-béton armé, comporte R+7+S-Sol, à usage des bureaux, implanté en zone de sismicité moyenne. L'étude sera débutée par la présentation de l'ouvrage et souligne son concept structural, puis, la détermination des charges dues au vent et neige. L'étude des planchers soit du type mixte ou des dalles pleines a été réalisée, et par la suite le prédimensionnement des éléments porteurs et l'étude des différents éléments secondaires. L'étude dynamique est effectuée selon la méthode dynamique modale spectrale, a été entamée afin de vérifier et dimensionner certains éléments porteurs en acier et le ferrailage des autres éléments en béton armé. Ce qui conduit au calcul des assemblages ainsi que le calcul des fondations. Ce mémoire a été achevé par une conclusion.

**Mots clés :** structures mixtes, RNVA99, RPA99 version 2003, Eurocode 3, Eurocode 4, SAP2000.

## Abstract:

This project aims to the study of a building with composite frame (steel-reinforced concrete), comprising ground floor and 7 floors and a basement, used for offices, intended to implement in an area of medium seismicity. The study will be started by the presentation of building and underlines its structural concept, then comes the determination of the influence of wind and snow on the structure. The study of both mixed floors and solid slab have been done and subsequently the pre-dimensioning of the supporting elements. Followed by the study of the different secondary elements. The dynamic study is carried out according to the dynamic modal spectral method, has been started to verify and size some steel bearing elements and reinforcement the other reinforced concrete elements. Finally comes the calculation of the assemblies as well as the calculation of the foundations. This thesis was completed with a conclusion.

**Key words:** mixed structures, RNVA99, RPA99 version 2003, Eurocode 3, Eurocode 4, SAP2000.

## ملخص:

يهدف هذا المشروع الذي قمنا بدراسته الى دراسة منشأة ذات هيكل مكون من الخرسانة المسلحة المدعمة بالفولاذ، تتكون هذه المنشأة من طابق ارضي مع 7 طوابق وأيضا طابق سفلي، حيث مقرر ان يتم تنفيذه في منطقة ذات طبيعة زلزالية متوسطة. تبدأ الدراسة من خلال عرض المبنى وإظهار مفهومه الهيكلي، ثم تأتي مرحلة تحديد مختلف الاحمال المناخية. (تأثير الرياح والتلوج). تتضمن الدراسة أيضا دراسة البلاطات سواء كانت ارضيات خرسانية مسلحة مدعمة بالفولاذ او بلاطات خرسانية مسلحة، متنوعة بتحديد مسبق لأبعاد العناصر الأساسية. تليها دراسة مختلف العناصر الثانوية. ضمن هذا المشروع، تم التطرق وتنفيذ الدراسة الزلزالية التي من خلالها يتم التأكد من ابعاد بعض العناصر المعدنية و حساب وتعزيز التسليح في العناصر الخرسانية المسلحة الأخرى. وفي الأخير يأتي حساب التركيبات للعناصر المعدنية ودراسة الاساسات وعمل خلاصة شاملة لهذا العمل.

**كلمات مفتاحية:** هيكل مختلط، القوانين الجزائرية لحساب احمال الرياح والتلوج مؤرخة سنة 1999, القوانين الجزائرية المضادة للزلازل مؤرخة ب 1999 المعدلة سنة 2003, قوانين دراسة المنشآت المعدنية 3 Eurocode , قوانين دراسة المنشآت المعدنية المدعمة بالخرسانة المسلحة 4 Eurocode , SAP2000.

## *Table des matières :*

<b>INTRODUCTION GENERALE :</b> .....	2
<b>CHAPITRE I : Présentation et généralités.</b>	
I.1- Introduction : .....	4
I.2- Présentation de l'ouvrage : .....	4
I.2.1- Données géométriques : .....	4
I.2.2- Données concernant les sites : .....	4
I.2.3- Données relatives au rapport d'étude géotechnique : .....	4
I.2.4- Plans architectural : .....	4
I.3- Caractéristiques des matériaux utilisés : .....	6
I.3.1- Béton armé : .....	6
I.3.2- L'acier d'armatures : .....	7
I.3.3- L'acier de construction : .....	8
I.3.4- Assemblage : .....	9
I.4- Règlements utilisés : .....	9
<b>CHAPITRE II : Conception structurale.</b>	
II.1- Introduction : .....	11
II.2- Conception architecturale : .....	11
II.3- Conception structurale : .....	12
II.3.1- Structure horizontale : .....	12
II.3.2- Structure verticale : .....	13
II.3.3- Elément secondaires : .....	14
<b>CHAPITRE III : Etude du vent et neige.</b>	
III.1- Introduction : .....	16
III.2- Effet dû au vent : .....	16
III.2.1- Calcul des pressions dues au vent : .....	16
III.2.1.1- Direction du vent : .....	16
III.2.1.2- Détermination du coefficient dynamique : .....	17
III.2.1.3- Détermination du pression nette $w(z_j)$ : .....	17
III.2.2- calcul de force de frottement $F_{fr}$ : .....	27
III.2.3- Calcul de force résultante R : .....	27
III.3- Effet de neige : .....	29
III.3.1- Charge des neiges sur les toitures : .....	29

**CHAPITRE IV : Etude des éléments de l'enveloppe.**

IV.1- Introduction :	32
IV.2- Etude des pannes :	32
IV.2.1- Matériau de couverture :	32
IV.2.2- Espacement entre les pannes :	33
IV.2.3- Détermination des sollicitations :	34
IV.2.4- les combinaisons :	35
IV.2.5- Dimensionnement des pannes :	36
IV.2.6- Vérification au cisaillement :	38
IV.2.7- Vérification vis-à-vis déversement :	38
IV.3- Etude des liernes :	40
IV.3.1- Calcul des efforts maximale revenant aux liernes :	41
IV.3.2- Dimensionnement des liernes :	41
IV.4- Fermes cintrées :	42
IV.4.1- Dimensionnement des fermes :	42
IV.4.2- Vérification au cisaillement :	43
IV.4.3- Vérification vis-à-vis déversement :	44
IV.5- Lisse bardage :	45
IV.5.1- Matériau de bardage et l'espacement entre lisse :	46
IV.5.2- Calcul des sollicitations :	47
IV.5.3- Dimensionnement :	47
IV.5.4- Vérification vis-à-vis cisaillement :	49
IV.5.5- Vérification vis-à-vis déversement :	49

**CHAPITRE V : Etude des planchers.**

V.1- Introduction :	52
V.2- Partie I : plancher mixte :	52
V.2.1- Critères de choix de planchers mixte à poutre intégrée :	52
V.2.2- Prédimensionnement des poutres :	53
V.2.2.1- Evaluation des charges :	53
V.2.2.2- Prédimensionnement des poutres :	55
V.2.3- Etude de plancher mixte :	57
V.2.3.1- Méthode de calcul :	58
V.2.3.2- Combinaison des charges :	58
V.2.3.3- largeur efficace de la dalle :	58

V.2.3.4- Position du centre de gravité de la section homogène :	59
V.2.3.5- Calcul des contrainte de flexion :	62
V.2.3.6- Contrainte additionnelle due au retrait de béton :	63
V.2.3.7- Vérification des contraintes finales :	64
V.2.3.8- Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :	64
V.2.3.9- Vérification de la condition de flèche :	65
V.2.4- Calcul des goujons connecteurs :	65
V.2.4.1- Choix des connecteurs :	65
V.2.4.2- Résistance au cisaillement :	66
V.2.4.3- dimensionnement de la connexion de la poutre :	67
V.2.4.4- Vérification de la résistance de la soudure :	68
V.2.5- Ferrailage de la dalle de compression :	68
V.2.5.1- Charges et combinaisons des charges :	69
V.2.5.2- Détermination des moments :	69
V.3- Partie II : Calcul de la dalle pleine :	70
V.3.1- Pré dimensionnement de la dalle pleine (plancher haut de sous-sol) :	70
V.3.2- Evaluation des charges :	72
V.3.3- Sens de travail de la dalle pleine :	72
V.3.4- Combinaisons :	73
V.3.5- Détermination des sollicitations :	73
VI.3.6- Calcul de ferrailage :	74
V.3.7- Vérification au cisaillement :	75
V.3.8- Vérification des contraintes :	75
V.3.9- Vérification de flèche :	76
V.3.10- Schéma de ferrailage :	77

### **CHAPITRE VI : Prédimensionnement des éléments structuraux.**

VI.1- Introduction :	79
PARTIE I : éléments porteurs en aciers. ....	79
VI.2- Poteaux mixtes creux remplies de béton armé :	79
VI.2.1- Prédimensionnement des poteaux circulaires remplies de béton armé :	79
VI.2.1.1- Vérification de profile à la compression :	80
VI.2.1.2- Augmentation de la résistance à la compression de poteau tubulaire mixte :	82
VI.2.1.3- Déterminations de l'élancement réduit $\lambda$ :	82
VI.3- Poteaux métalliques :	84
VI.3.1- Prédimensionnement des poteaux :	84



PARTIE II : Prédimensionnement des éléments en béton armé. ....	85
VI.4- Prédimensionnement des poutres en béton armé : .....	85
VI.4.1- Poutres principales : .....	86
VI.4.2- Poutres secondaires .....	86
VI.5- Prédimensionnement des poteaux en béton armé : .....	87
VI.5.1- Calcul de la charge ultime $N_u$ : .....	88
VI.5.1.1- La surface afférente : .....	88
VI.5.1.2- Poids de plancher haut de sous-sol $P1$ :.....	89
VI.5.1.3- Poids du planchers courants $P2$ : .....	89
VI.5.1.4- Poids de poteaux mixtes $P3$ :.....	89
VI.5.1.5- Charge d'exploitation : .....	90
VI.5.1.6-La réaction de la ferme cintrée : .....	91
VI.5.2- Section de poteau : .....	91
VI.5.3- Vérification de poteau vis-à-vis le flambement : .....	92
VI.6- Prédimensionnement des voiles : .....	93
VI.6.1- Voiles périphériques : .....	94
VI.6.2- Voiles résistants d'étages courant : .....	94
VI.7- Récapitulations : .....	94

**CHAPITRE VII : Etude des éléments secondaires.**

VII.1- Introduction : .....	96
VII.2- Escaliers en béton armé .....	96
VII.2.1.1- Prédimensionnement et calcul d'escalier : .....	96
VII.2.1.2- Evaluation des charges : .....	98
VII.2.1.3- Les combinaisons : .....	99
VII.2.1.4- Calcul des sollicitations : .....	99
VII.2.1.5- Calcul de ferrailage :.....	101
VII.2.1.6- Vérification au cisaillement : .....	103
VII.2.1.7- Vérification des contrainte : .....	103
VII.2.1.8- Vérification de la flèche : .....	104
VII.2.2- Etude de poutre palière : .....	104
VII.2.2.1- Pré dimensionnement de la poutre palière :.....	104
VII.2.2.2- Evaluation des charges : .....	105
VII.2.2.3- Combinaisons : .....	105
VII.2.2.4- Calcul des sollicitations : .....	105

VII.2.2.5- Calcul de ferrailage :.....	105
VII.2.2.6- Vérification au cisaillement :.....	107
VII.2.2.7- Vérification de contrainte .....	107
VII.2.2.8- Vérification de la flèche : .....	107
VII.2.3- Schémas de ferrailage :.....	108
VII.3- Escalier métallique : .....	109
VII.3.1- Prédimensionnement : .....	109
VII.3.2- Evaluation des charges : .....	110
VII.3.3- Combinaisons : .....	111
VII.3.4- Dimensionnement des éléments porteurs : .....	111
VII.3.4.1- Calcul de cornière de marche : .....	111
VII.3.4.2- Calcul de limon d'escalier : .....	112
VII.3.4.3- Calcul de poutre de palier :.....	115
VII.4- Etude de gradins : .....	115
VII.4.1- Evaluation des charges : .....	117
VII.4.2- Calcul de limon des gradins :.....	117
VII.4.2.1- Critère de flexion : .....	117
VII.4.2.2- Critère de résistance au cisaillement : .....	118
VII.4.2.3- Vérification des contraintes dans la section d'aciers :.....	118
VII.4.2.4- Critère de flèche maximale :.....	118
VII.5- L'ascenseur :.....	118
VII.5.1- Evaluation des charges : .....	120
VII.5.2- Etude de la dalle machine :.....	121
VII.5.2.1- Sens de travail de la dalle machine.....	121
VII.5.2.2- Détermination de l'épaisseur de la dalle :.....	122
VII.5.2.3.- Combinaison des charges : .....	122
VII.5.2.4- Calcul des sollicitations : .....	122
VII.5.2.5- Calcul ferrailage : .....	124
VII.5.2.6- Vérification de poinçonnement : .....	125
VII.5.2.7- Vérification de l'effort tranchant : .....	126
VII.5.2.8- Vérification des contraintes : .....	126
VII.5.2.9- Vérification de condition de flèche : .....	127
VII.6- Réservoir d'eau enterré en béton armé :.....	128
VII.6.1- Présentation de réservoir : .....	128
VII.6.2- Vérification des dimensions : .....	128

VII.6.3- Donnée de calcul :	129
VII.6.4- Cas de réservoir plein :	129
VII.6.4.1- Calcul de première tranche :	129
VII.6.4.2- Calcul de la deuxième tranche :	134
VII.6.5- Réservoirs vide :	136
VII.6.5.1- Première tranche :	136
VII.6.5.2- Deuxième tranche :	138
VII.6.6- Vérification vis-à-vis cisaillement :	139
VII.6.6.1- Cas de réservoir plein :	139
VII.6.6.2- Cas de réservoir vide :	139
VII.6.7- Vérification des contraintes :	139
VII.6.8- Vérification de flèche :	140
VII.6.9- Schémas de ferrailage :	141
VII.6.9- Système d'étanchéité adopté :	142

**CHAPITRE VIII : Etude sismique.**

VIII.1- Introduction :	144
VIII.2- Critère de classification par le RPA99 version 2003 :	144
VIII.2.1- Classification des zones :	144
VIII.2.2- Classification de l'ouvrage :	144
VIII.2.3- Classification du site :	144
VIII.3- Choix de méthode de calcul :	145
VIII.4- Méthode statique équivalente :	145
VIII.4.1- Principe de méthode :	145
VIII.4.2- Condition d'application de la méthode statique équivalente :	145
VIII.5- Méthode d'analyse modale spectrale :	145
VIII.5.1- Principe de la méthode :	145
VIII.5.2- Modélisation :	146
VIII.5.3- Nombre de mode considérer :	146
VIII.5.4- Spectre de réponse de calcul :	146
VIII.5.5- Détermination des paramètres de spectre de réponse :	147
VIII.5.5.1- Coefficient d'accélération de la zone A :	147
VIII.5.5.2- Pourcentage d'amortissement critique $\xi$ :	147
VIII.5.5.3- Facteur de correction d'amortissement $\eta$ :	148
VIII.5.5.4- Coefficient de comportement globale de la structure $R$ :	148

VIII.5.5.5- Facteur de qualité $Q$ :.....	148
VIII.5.5.6- Périodes caractéristiques $T1$ et $T2$ : .....	149
VIII.5.5.7- Période fondamentale $T$ :.....	150
VIII.5.5.8- Calcul de poids sismique de chaque étage : .....	151
VIII.5.5.9- Détermination de la charge $G$ de chaque élément : .....	151
VIII.5.5.10-Détermination de poids total de chaque plancher : .....	152
VIII.5.6- L'inertie massique $M_{xy}$ : .....	152
VIII.5.7- Combinaisons : .....	153
VIII.6- L'analyse :.....	154
VIII.6.1- Spectre de réponse :.....	154
VIII.6.2- Nombre de mode à retenir : .....	155
VIII.6.3- Vérification de période :.....	155
VIII.7- Vérification réglementaire :.....	155
VIII.8- Vérification de déplacement :.....	157

**CHAPITRE IX : Dimensionnement et vérification des éléments structuraux.**

IX.1- Introduction : .....	160
IX.2- Dimensionnement des poutres métalliques : .....	160
IX.2.1- Vérification à la condition de résistance :.....	160
IX.2.2- Vérification de condition de flèche :.....	160
IX.2.3- Vérification au cisaillement : .....	161
IX.2.4- Vérification vis-à-vis déversement : .....	162
IX.3- Dimensionnement des poteaux :.....	163
IX.3.1- Poteaux creux circulaires remplis de béton armé : .....	163
IX.3.1.1- Vérification vis-à-vis la condition de résistance :.....	164
IX.3.1.2- Vérification vis-à-vis le flambement : .....	166
IX.3.2- Poteaux métalliques en H :.....	167
IX.3.2.1- Vérification vis-à-vis la condition de résistance :.....	167
IX.3.2.2- Vérification vis-à-vis flambement : .....	168

**CHAPITRE X : Ferrailage des éléments structuraux en BA.**

X.1- Introduction :.....	172
X.2- Ferrailage des poteaux : .....	172
X.2.1- Les combinaisons : .....	172
X.2.2- Résultats obtenus par les combinaisons : .....	172
X.2.3- Vérification spécifique sous sollicitation normale (coffrage de poteau) :.....	173

X.2.4- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	173
X.2.5- Recommandations par le RPA99 version 2003 :	175
X.2.6- Calcul de ferrailage :	175
X.2.6.1- Ferrailage longitudinale :	175
X.2.6.2- Ferrailage transversale :	177
X.2.7- Schémas de ferrailage :	178
X.3- Ferrailage des poutres :	178
X.3.1- Résultats obtenus par les combinaisons :	178
X.3.2- Recommandation de le RPA99 version 2003 :	179
X.3.3- Calcul de ferrailage :	179
X.3.3.1- Ferrailage longitudinale :	179
X.3.3.2- Ferrailage transversale :	181
X.3.3.3- Récapitulation de ferrailage des poutres :	182
X.3.4- Vérification de l'effort tranchant :	182
X.3.5- Vérification des contraintes :	183
X.3.6- Vérification de flèche :	183
X.4- Ferrailage de voiles :	185
X.4.1- Résultats obtenus par les combinaisons :	185
X.4.2- Vérification des contraintes tangentielles :	186
X.4.3- Recommandations par le RPA 99 version 2003 :	186
X.4.4- Calcul de ferrailage :	187
X.4.4.1- Ferrailages horizontaux :	187
X.4.4.2- Ferrailages verticaux :	188
X.4.5- Vérification des contraintes :	189
X.4.6- Vérification de flèche :	190
X.4.7- schéma de ferrailage des voiles :	191

### **CHAPITRE XI : Calcul des assemblages.**

XI.1- Introduction :	193
XI.2- Rôle d'assemblage :	193
XI.3- Fonctionnement des assemblages :	193
XI.3.1- Les principaux modes d'assemblages sont comme suit :	193
XI.3.1.1- Rivetage :	193
XI.3.1.2- Le boulonnage :	193
XI.3.1.3- Soudage :	193
XI.3.1.4- Le collage :	194

XI.3.2- Fonctionnement par obstacle :	194
XI.3.3- Fonctionnement par adhérence :	194
XI.3.4- Fonctionnement mixte :	194
XI.4- Calcul d'assemblage :	194
XI.4.1- Assemblage poteau- poutre :	194
XI.4.1.1- Calcul de la soudure de poutre HEM 260 :	195
XI.4.1.2- Détermination de l'épaisseur de la platine :	198
XI.4.1.3- Choix de diamètre des boulons :	198
XI.4.1.4- Détermination de nombre des boulons nécessaire :	199
XI.4.1.5- Disposition constructive des boulons :	200
XI.4.1.6- Vérification des boulons au glissement :	200
XI.4.1.7- Vérifications des boulons sollicité au cisaillement :	201
XI.4.1.8- Vérification des boulons à la traction :	202
XI.4.1.9- Vérification de la pression diamétrale :	202
XI.4.2- Calcul de pied de poteau :	203
XI.4.2.1- Dimensionnement de la plaque d'assise :	203
XI.4.2.2- Données :	204
XI.4.2.3- Epaisseur de cordon de soudure :	204
XI.4.2.4- Résistance de calcul à l'écrasement de matériau de scellement $F_{jd}$ :	204
XI.4.2.5- Détermination de surface de la plaque :	204
XI.4.2.6- Calcul de largeur d'appui additionnelle $C$ :	205
XI.4.2.7- Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise :	206
XI.4.2.8- Section efficace $A_{eff}$ :	206
XI.4.2.9- Calcul de la résistance à l'effort axiale :	207
XI.4.2.10- Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :	207
XI.4.2.11- Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise :	207
XI.4.2.12- Vérification des contraintes dans les goujons d'ancrage :	208

## CHAPITRE XII : Etude de l'infrastructures.

XII.1- Introduction :	213
XII.2- Voile périphérique :	213
XII.2.1- Calcul de force de poussée de terre :	213
XII.2.2- Détermination des sollicitations :	214
XII.2.3- Détermination de sens de travail de la dalle verticale :	214
XII.2.4- Calcul des moments fléchissant :	214

XII.2.5- Calcul de ferrailage :.....	215
XII.2.6- Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :.....	216
XII.2.7- Vérification des contraintes :.....	216
XII.2.8- Vérification de flèche :.....	217
XII.3- Fondations :.....	217
XII.3.1- Choix des fondations :.....	217
XII.3.2- Radier générale :.....	219
XII.3.2.1- Pré dimensionnement du radier :.....	219
XII.3.2.2- Calcul de débordement <b>D</b> :.....	219
XII.3.2.3- Vérification des contraintes :.....	220
XII.3.2.4- Détermination des sollicitations de radier :.....	221
XII.3.2.5- Ferrailage de radier.....	222
XII.3.2.6- Vérification de l'effort tranchant :.....	223
XII.3.2.7- Vérification de contrainte :.....	223
XII.3.3- Les nervures.....	224
XII.3.3.1- Prédimensionnement des nervures :.....	224
XII.3.3.2- Sollicitations :.....	225
XII.3.3.4- Ferrailage longitudinale des nervures :.....	226
XII.3.3.5- Ferrailage transversale des nervures :.....	227
XII.3.3.6- Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :.....	228
XII.3.3.7- Vérification des contraintes :.....	228
XII.3.3.8- Schémas de ferrailage :.....	228
<b>CONCLUSION GENERALE</b> :.....	230

## *Liste des figures :*

### **CHAPITRE I : Présentation et généralités.**

Figure I.01 : vue en plan de RDC.....	5
Figure I.02 : vue en plan de 7 <sup>-ème</sup> étage.....	6
Figure I.03 : axonométrie du bâtiment.....	6
Figure I.04 : diagramme contrainte- déformation du béton en ELU.....	7
Figure I.05 : diagramme contrainte- déformation du l'acier des armatures.....	8
Figure I.06 : diagramme contrainte- déformation de l'acier de construction.....	9

### **CHAPITRE II : Conception structurale.**

Figure II.01 : état de conception finale de bâtiment.....	11
Figure II.02 : système de poutres métallique de planchers intégrés.....	12
Figure II.03 : répartition des poteaux en béton armé au niveau de sous-sol.....	13
Figure II.04 : répartition des poteaux mixte au niveau de RDC et étages courants.....	13

### **CHAPITRE III : Etude du vent et neige.**

Figure III.01 : direction de la pression dû au vent agissant sur le bâtiment.....	17
Figure III.02 : valeur de $Cd$ pour les structures mixtes (acier-béton armé).....	17
Figure III.03 : décomposition des parois dans le sens 1 selon le RNVA99.....	20
Figure III.04 : décomposition de toiture dans le sens 1, selon le RNVA99.....	21
Figure III.05 : valeur de $Cpe$ pour les toits en forme de voute à base rectangulaire.....	21
Figure III.06 : décomposition des parois dans le sens 2, selon le RNVA99.....	22
Figure III.07 : vent parallèle aux génératrices sur toiture en voute.....	23
Figure III.08 : zones de pression dans la toiture selon le sens 2 du vent.....	23
Figure III.09 : force résultante sur les constructions.....	27
Figure III.10 : coefficient de forme pour les toitures de forme cylindrique.....	30

### **CHAPITRE IV : Etude des éléments de l'enveloppe.**

Figure IV.01 : panneau sandwich <b>ONDATHERM 1040 TS cintré</b> .....	32
Figure IV.02 : critère de choix panneau sandwich <b>ONDATHERM 1040 TS cintrée</b> .....	34
Figure IV.03 : position de toutes les pannes.....	34
Figure IV.05 : charge d'entretien.....	34
Figure IV.06 : disposition des liernes.....	36
Figure IV.07 : la nouvelle disposition des liernes.....	37
Figure IV.08 : efforts de tractions des tronçons.....	41
Figure IV.09: panneau sandwich <b>ONDATHERM 1040 TS</b> .....	46



**CHAPITRE V : Etude des planchers.**

Figure V.01 : coupe en plancher mixte mince à poutres intégrées.....	52
Figure V.02 : capacité maximale en fonction de la portée avec Rf 120.....	54
Figure V.03 : hourdis SP 265. ....	54
Figure V.04 : composantes de plancher mixte. ....	55
Figure V.05 : composantes de plancher mixte. ....	58
Figure V.06 : largeur effective de la dalle.....	59
Figure V.07 : distances entre chaque centre de gravité et l'axe de référence. ....	60
Figure V.08 : diagramme des contraintes de flexion simple.....	61
Figure V.09 : diagramme des contraintes de flexion simple.....	62
Figure V.10 : goujons à tête rond. ....	66
Figure V.11 : schéma de ferrailage de la dalle pleine. ....	77

**CHAPITRE VI : Prédimensionnement des éléments structuraux.**

Figure VI.01 : poutre principale.....	86
Figure VI.02 : poutre secondaire.....	86
Figure VI.03 : poteau en béton armé plus sollicité.....	88
Figure VI.04 : prédimensionnement du voile.....	93

**CHAPITRE VII : Etude des éléments secondaires.**

Figure VII.01 : dimensions de cage d'escalier. ....	98
Figure VII.02 : schéma statique de l'escaliers. ....	99
Figure VII.03: schéma statique de poutre palière.....	104
Figure VII.04 : schémas de ferrailage de l'escalier.....	108
Figure VII.05 : détail de ferrailage de poutre palière.....	108
Figure VII.06 : escalier métallique.....	109
Figure VII.07 : vu en plan de l'escaliers en métal.....	110
Figure VII.08 : éléments constructifs de volée d'escaliers en métal.....	111
Figure VII.09 : schéma statique de l'escaliers en métal.....	112
Figure VII.08 : dimensions des gradins. ....	117
Figure VII.09 : schémas de l'ascenseur en plan et en élévation. ....	119
Figure VII.11 : coupe en élévation de réservoir en béton armé. ....	128
Figure VII.12 : efforts sollicitant la première tranche.....	129
Figure VII.13 : diagramme des moments sollicitant la première tranche. ....	130
Figure VII.14 : les bandes encastrées à ses extrémités de deuxième tranche. ....	134
Figure VII.15 : schémas de ferrailage de 1 <sup>ère</sup> tranche (consol + traverse) du réservoir. ....	141

Figure VII.16 : schémas de ferrailage de 2<sup>ème</sup> tranche (bandes 1 à 3) du réservoir. .... 141  
 Figure VII.17 : disposition de joint waterstop dans les parois des réservoirs..... 142

**CHAPITRE VIII : Etude sismique.**

Figure VIII.01 : modélisation de la structure sur SAP200..... 154  
 Figure VIII.02 : spectre de réponse d'accélération. .... 154

**CHAPITRE IX : Dimensionnement et vérification des éléments structuraux.**

Figure IX.01 : répartition des armatures dans le poteau P1. .... 165

**CHAPITRE X : Ferrailage des éléments structuraux en BA.**

Figure X.01 : schémas de ferrailage de poteau ..... 178  
 Figure X.02 : schéma de ferrailage des poutres principales..... 184  
 Figure X.03 : schéma de ferrailage des poutres secondaires..... 185  
 Figure X.04 : schéma de ferrailage des voiles. .... 191

**CHAPITRE XI : Calcul des assemblages.**

Figure XI.01 : assemblage poteau poutre avec platine d'extrémité. .... 194  
 Figure XI.02 : disposition des boulons..... 200  
 Figure XI.03 : type de plaque soudée dans la structure présente. .... 203  
 Figure XI.04 : dimensions de la plaque d'assise ..... 206  
 Figure XI.05 : efforts sollicitant les boulons dans le poteau encastré..... 209

**CHAPITRE XII : Etude de l'infrastructures.**

Figure XII.01 : voile périphérique et son schémas statique. .... 213  
 Figure XII.02 : dimensions de panneau plus sollicité du radier ..... 222  
 Figure XII.03 : diagramme de moment ultime des nervures dans le sens x-x. .... 225  
 Figure XII.04 : diagramme de moment service des nervures dans le sens x-x..... 225  
 Figure XII.05 : diagramme de l'effort tranchant des nervures dans le sens x-x. .... 225  
 Figure XII.06 : diagramme de moment ultime des nervures dans le sens y-y. .... 226  
 Figure XII.07 : diagramme de moment service des nervures dans le sens yy. .... 226  
 Figure XII.08 : diagramme de l'effort tranchant des nervures dans le sens y-y. .... 226  
 Figure XII.09 : schéma de ferrailage de radier nervuré. .... 228

## *Liste des tableaux :*

### **CHAPITRE I : Présentation et généralités.**

Tableau I.01 : caractéristiques mécaniques d’aciers des armatures. ....	7
Tableau I.02 : caractéristiques mécaniques d’aciers de construction.....	8

### **CHAPITRE III : Etude du vent et neige.**

Tableau III.01 : valeurs de coefficient dynamique pour notre structure. ....	17
Tableau III.02 : tableau récapitulatif des résultats obtenus. ....	19
Tableau III.03 : valeur de $C_{pe}$ des parois verticales selon la direction 1. ....	20
Tableau III.04 : valeur de $C_{pe}$ de toit sous forme de voute selon la direction 1. ....	22
Tableau III.05 : valeur de $C_{pe}$ des parois verticales selon la direction 2. ....	22
Tableau III.06 : valeur de $C_{pe}$ de toiture selon la direction 2.....	23
Tableau III.07 : récapitulation des pressions sur les parois de RDC jusqu’à 3 <sup>-ème</sup> étage. ....	24
Tableau III.08 : récapitulation des pressions sur les parois de 4 <sup>-ème</sup> étage. ....	24
Tableau III.09 : récapitulation des pressions sur les parois de 5 <sup>-ème</sup> étage. ....	25
Tableau III.10 : récapitulation des pressions sur les parois de 6 <sup>-ème</sup> étage. ....	25
Tableau III.11 : récapitulation des pressions sur les parois de 7 <sup>-ème</sup> étage. ....	26
Tableau III.12 : récapitulation des pressions sur la toiture. ....	26
Tableau III.13 : composantes de force résultante R dans la direction 1 du vent.....	28
Tableau III.14 : composantes de force résultante R dans la direction 2 du vent.....	28
Tableau III.15 : composantes de force résultante R pour tous les niveaux. ....	29

### **CHAPITRE IV : Etude des éléments de l’enveloppe.**

Tableau IV.01 : caractéristiques géométriques de <b>ONDATHERM 1040 TS cintré</b> .....	32
Tableau IV.02 : donnée technique de <b>IBC MonoSol 290</b> . ....	32
Tableau IV.03 : fiche technique de <b>SGG PLANITHERM LUX</b> .....	33
Tableau IV.04 : charge permanente de couverture (bande non vitré). ....	33
Tableau IV.05 : caractéristique de l’IPE 180. ....	37
Tableau IV.06 : caractéristique de section choisit pour les liernes. ....	42
Tableau IV.07 : caractéristique de l’IPE O 330. ....	43
Tableau IV.08 : caractéristiques géométriques de <b>ONDATHERM 1040 TS</b> .....	46
Tableau IV.09 : charge permanente agissant sur les lisses. ....	47
Tableau IV.10 : caractéristique de IPE 220.....	48
Tableau V.01 : caractéristique de hourdis SP 265. ....	54

**CHAPITRE V : Etude des planchers.**

Tableau V.02 : évaluation des charges de plancher. ....	55
Tableau V.03 : caractéristiques de poutre PRS en IPE 550. ....	56
Tableau V.04 : caractéristiques de poutre PRS en HEM 260. ....	56
Tableau V.05 : résultats de calcul de ferrailage de la dalle de compression. ....	70
Tableau V.06 : charge agissant sur la dalle pleine. ....	72
Tableau V.07 : Calcul des moments en ELU, dans les deux sens. ....	73
Tableau V.08 : Calcul des moments en ELS, dans les deux sens. ....	73
Tableau V.09 : Calcul des sections de ferrailage de dalle pleine. ....	74

**CHAPITRE VI : Prédimensionnement des éléments structuraux.**

Tableau VI.01 : vérification des poteaux tubulaires mixtes à la compression. ....	81
Tableau VI.02 : caractéristique de poteau creux circulaire P1. ....	81
Tableau VI.03 : caractéristique de poteau creux circulaire P2. ....	81
Tableau VI.04 : caractéristique de poteau creux circulaire P3. ....	81
Tableau VI.05 : détermination de l'effort critique de P1. ....	83
Tableau VI.06 : détermination de l'effort plastiques $N_{pl.R}$ de P1. ....	83
Tableau VI.07 : caractéristiques de HEB 200. ....	85
Tableau VI.08 : dégression de charge d'exploitation. ....	91
Tableau VI.09 : récapitulation des sections pré dimensionnées. ....	94

**CHAPITRE VII : Etude des éléments secondaires.**

Tableau VII.01 : évaluation des charges de volée. ....	98
Tableau VII.02 : évaluation des charges de palier. ....	98
Tableau VII.03 : moment et effort tranchant a l'ELU. ....	100
Tableau VII.04 : moment et effort tranchant a l'ELS. ....	101
Tableau VII.05 : résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis. ....	102
Tableau VII.06 : récapitulation de ferrailage en travée et en appuis. ....	103
Tableau VII.07 : sollicitations agissant sur la poutre palière. ....	105
Tableau VII.08 : résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis de poutre palière. .	106
Tableau VII.09 : tableau d'évaluation de charge pour palier et volée. ....	111
Tableau VII.10 : caractéristique de cornière $L80 \times 80 \times 8$ . ....	112
Tableau VII.11 : caractéristique de l'UAP 175. ....	113
Tableau VII.12 : caractéristique de l'UAP 200. ....	116
Tableau VII.13 : Calcul des moments sollicitant la dalle machine. ....	124
Tableau VII.14 : Calcul des sections de ferrailage de dalle pleine. ....	125
Tableau VII.15 : Calcul de ferrailage de console de 1ere tranche du réservoir. ....	131

Tableau VII.16 : sollicitation de deuxième tranche. ....	135
Tableau VII.17 : ferrailage de deuxième tranche. ....	135
Tableau VII.18 : récapitulation de ferrailage de la console, cas vide. ....	136
Tableau VII.19 : récapitulation de ferrailage de la traverse, cas vide. ....	137
Tableau VII.20 : détermination des sollicitations de deuxième tranche dans le cas vide. ....	138
Tableau VII.21 : récapitulation de ferrailage de deuxième tranche dans le cas vide. ....	138
Tableau VII.01 : évaluation des charges de volée. ....	98
Tableau VII.02 : évaluation des charges de palier. ....	98
Tableau VII.03 : moment et effort tranchant a l'ELU. ....	100
Tableau VII.04 : moment et effort tranchant a l'ELS. ....	101
Tableau VII.05 : résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis. ....	102
Tableau VII.06 : récapitulation de ferrailage en travée et en appuis. ....	103
Tableau VII.07 : sollicitations agissant sur la poutre palière. ....	105
Tableau VII.08 : résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis de poutre palière. .	106
Tableau VII.09 : tableau d'évaluation de charge pour palier et volée. ....	111
Tableau VII.10 : caractéristique de cornière $L80 \times 80 \times 8$ . ....	112
Tableau VII.11 : caractéristique de l'UAP 175. ....	113
Tableau VII.12 : caractéristique de l'UAP 200. ....	116
Tableau VII.13 : Calcul des moments sollicitant la dalle machine. ....	124
Tableau VII.14 : Calcul des sections de ferrailage de dalle pleine. ....	125
Tableau VII.15 : Calcul de ferrailage de console de 1ere tranche du réservoir. ....	131
Tableau VII.16 : sollicitation de deuxième tranche. ....	135
Tableau VII.17 : ferrailage de deuxième tranche. ....	135
Tableau VII.18 : récapitulation de ferrailage de la console, cas vide. ....	136
Tableau VII.19 : récapitulation de ferrailage de la traverse, cas vide. ....	137
Tableau VII.20 : détermination des sollicitations de deuxième tranche dans le cas vide. ....	138
Tableau VII.21 : récapitulation de ferrailage de deuxième tranche dans le cas vide. ....	138

**CHAPITRE VIII : Etude sismique.**

Tableau VIII.01 : valeurs de coefficient d'accélération de la zone A. ....	147
Tableau VIII.02 : valeur de $\xi$ (%). ....	147
Tableau VIII.03 : valeurs de pénalité $Pq$ selon les critère de qualités $q$ . ....	149
Tableau VIII.04 : valeurs des periodes $T1$ et $T2$ . ....	149
Tableau VIII.05 : valeurs de coefficient $CT$ . ....	150
Tableau VIII.06 : détermination de poids du plancher. ....	152
Tableau VIII.07 : détermination de poids du plancher. ....	153

Tableau VIII.08 : caractéristiques dynamiques de la structure. ....	155
Tableau VIII.09 : résultats de force sismique à la base. ....	156
Tableau VIII.10 : déplacements latéraux dans le sens x-x. ....	157
Tableau VIII.11 : déplacements latéraux dans le sens y-y. ....	158

**CHAPITRE IX : Dimensionnement et vérification des éléments structuraux.**

Tableau IX.01 : caractéristiques de poutre PRS en HEM 260. ....	160
Tableau IX.02 : caractéristique de poteau creux circulaire P1. ....	163
Tableau IX.03 : caractéristiques de HEB 200. ....	167

**CHAPITRE X : Ferrailage des éléments structuraux en BA.**

Tableau X.01 : sollicitations maximales agissant sur les poteaux. ....	172
Tableau X.02 : vérification des poteaux sous sollicitation normale. ....	173
Tableau X.03 : sollicitations maximales agissant sur les poutres principales. ....	179
Tableau X.04 : sollicitations maximales agissant sur les poutres secondaires. ....	179
Tableau X.05 : récapitulation de ferrailage longitudinales des poutres principales. ....	182
Tableau X.06 : récapitulation de ferrailage transversales des poutres principales. ....	182
Tableau X.07 : récapitulation de ferrailage longitudinales des poutres secondaires. ....	182
Tableau X.08 : récapitulation de ferrailage transversales des poutres secondaires. ....	182
Tableau X.09 : vérification de contrainte tangentielle des poutres. ....	183
Tableau X.10 : vérification des contraintes selon la condition simplifiée. ....	183
Tableau X.11 : sollicitations maximales agissant sur les voiles. ....	186
Tableau X.12 : récapitulation de ferrailage des voiles. ....	189
Tableau X.13 : vérification des contraintes dans les voiles. ....	190

**CHAPITRE XI : Calcul des assemblages.**

Tableau XI.01 : valeurs de la limite d'élasticité $f_{yb}$ , et $f_{ub}$ des boulons. ....	193
Tableau XI.02 : valeurs de coefficient de corrélation $\beta_w$ . ....	195
Tableau XI.03 : valeurs de la section résistante $A_s$ des boulons. ....	199

**CHAPITRE XII : Etude de l'infrastructures.**

Tableau XII.01 : Calcul des moments en ELU, dans les deux sens. ....	214
Tableau XII.02 : Calcul des moments en ELS, dans les deux sens. ....	215
Tableau XII.03 : Calcul des sections de ferrailage des voiles. ....	215
Tableau XII.04 : calcul des moments de radier en ELU dans les deux sens. ....	221
Tableau XII.05 : calcul des moments de radier en ELS dans les deux sens. ....	222
Tableau XII.06 : récapitulation de calcul de ferrailage du radier dans les deux sens. ....	222
Tableau XII.07 : sollicitations agissant sur les nervures dans le sens x. ....	225

Tableau XII.08 : sollicitations agissant sur les nervures dans le sens y-y. ....	226
Tableau XII.09 : calcul des sections de ferrailages des nervures.....	227
Tableau XII.10 : vérification des nervures vis-à-vis l'effort tranchant.....	228
Tableau XII.11 : vérification des contraintes dans les nervures. ....	228

## Liste des abréviations :

**HR** : boulons de classe **H**aute **R**ésistance.

**RDC** : **R**éz **D**e **C**haussé.

**ELU** : Etat Limite **U**ltime.

**ELS** : Etat Limite de **S**ervice.

**ELA** : Etat Limite **A**ccidentelle.

**RNVA99** : **R**èglement du **N**eige et **V**ent Algérien 99.

**DTR BC 2.2** : **D**ocument **T**echnique **R**èglementaire (charges permanentes et d'exploitations).

**EC 3** : Eurocode 3 ; règles de calcul des structures métalliques.

**EC 4** : Eurocode 4 ; règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé.

**BAEL 91** : **B**éton **A**rmé aux **E**tats **L**imites 91.

**RPA99 v 2003** : **R**èglements **P**arasismiques Algérienne version 2003.

**CBA93** : règles de **C**onception et de **C**alcul des ouvrages en **B**éton **A**rmé.

Sous charge **UR** : sous charge uniformément répartie.

Sous charge **C** : sous charge concentrique

## Liste des notations :

### A :

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$A$  : l'aire transversale de profilé, l'aire des armatures.

$A_a$  : l'aire de section transversale de profilé tubulaire.

$A_c$  : l'aire de section transversale du béton.

$A_{c0}$  : l'aire de la plaque d'assise.

$A_{fer}$  : section d'armature finale à ferrailer.

$A_{min}$  : section d'armatures minimale.

$A_r$  : section des armatures de répartition.

$A_s$  : l'aires de section des armatures.

$A_t$  : représente la section des armatures transversale.

$A_{t soudée}$  : section de treillis soudée.

$A_{vz}$  : l'aire de cisaillement de profilé.

$a$  : l'épaisseur de cordon de soudure.

### B :

$B_c$  : section de poteau en BA.

$B_r$  : section de poteau réduit.

$b$  : la largeur de section en béton armé.

$b_{eff}$  : largeur effective.

### C :

$C$  : la longueur de corde des panneaux cintrée.

$C_d$  : coefficient dynamique de la construction.

$C_e$  : le coefficient d'exposition au vent.

$C_{pe}$  : le coefficient de la pression extérieure.



$C_{pi}$  : le coefficient de la pression intérieure

$C_r(z)$  : le coefficient de rugosité.

$C_t(z)$  : le coefficient de topographie.

## D :

$D$  : facteur de d'amplification dynamique.

$d$  : le diamètre extérieur de profile creux en aciers.

$d$  : la hauteur outil de section en BA.

## E :

$E$  : module d'élasticité de l'acier, module de YOUNG.

$E_b$  : module d'élasticité longitudinale du béton.

$E_{cm}$  : module sécante du béton armé.

$E_s$  : module élastique de flexion de l'acier des armatures.

$(EI)_e$  : la rigidité réelle de section transversal de poteau mixte.

$e$  : espacement entre les pannes, l'épaisseur des éléments.

$e_0$  : l'excentricité.

$e_{uA}$  : l'excentricité ultime.

## F :

$F_e$  : nuance de l'acier.

$F_{fr}$  : force de frottement exercé sur les parois parallèles à la direction du vent.

$F_{p.cd}$  : la valeur de précontrainte des boulons HR.

$F_U$  : la résultante des forces verticales.

$F_W$  : la résultante des forces horizontales.

$f$  : la hauteur depuis la naissance de voute jusqu'à sommet.

$f_{adm}$  : valeur de flèche admissible.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression de béton à 28 jours.

$f_{ck}$  : résistance caractéristique de béton.

$f_e$  : résistance caractéristique de l'acier des armatures.

$f_{max}$  : valeur maximale de flèche.

$f_{sk}$  : résistance caractéristique de l'acier des armatures.

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction de béton.

$f_u$  : la résistance à la traction de l'acier de construction.

$f_{ub}$  : la résistance des boulons à la traction.

$f_{yb}$  : la limite d'élasticité des boulons.

$f_y$  : limite d'élasticité de l'acier de construction.

## G :

$G$  : module de cisaillement.

$G$  : charge permanente.

$g$  : accélération de la pesanteur.

## H :

$H_e$  : hauteur d'étage libre.

$h$  : hauteur de section en béton armé.

$h_c$  : hauteur de dalle en béton armé d'action composite.

$h_h$  : hauteur des hourdis alvéolés.

$h_{pl}$  : épaisseur de la dalle pleine.

$h_r$  : épaisseur totale de radier.

$h_t$  : l'épaisseur total de planchers.

**$I$  :**

$I$  : moment d'inertie quadratique.

$i_{z,y}$  : rayons de giration de profilé.

**$K$  :**

$K_T$  : facteur de terrain.

**$L$  :**

$L$  : la longueur, la largeur, la portée entraxe des éléments.

$l$  : la longueur, la largeur, la portée entraxe, hauteur de poteau.

$l_f$  : la longueur de flambement.

$l_x, l_y$  : dimension de panneau de la dalle pleine.

**$M$  :**

$M_a$  : moment en appuis.

$M_{b.Rd}$  : valeur de calcul de moment résistant au diversement.

$M_{max}$  : valeur de moment maximale.

$M_{pl}$  : moment plastique.

$M_{Sd}$  : moment élastique.

$M_{TA}$  : moment résistant de la table de section T.

$M_t$  : moment en travée.

$M_{uA}$  : moment fictif ultime.

$M_{xy}$  : moment d'inertie massique.

**$N$  :**

$N$  : charge de neige avec l'inclinaison selon la pente des toitures.

$N$  : le nombre de connecteurs mis en place.

$N_{cr}$  : la force critique d'EULER.

$N_d$  : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

$N_f$  : le nombre de connecteurs calculés.

$N_{pl.Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{Sd}$  : l'effort normale élastique sollicitant.

$N_u$  : l'effort normale ultime agissant sur le poteau.

$N_u'$  : somme des efforts axiale ultime.

$n$  : le nombre d'étages, coefficient d'équivalence acier-béton, nombre des boulons.

**$P$  :**

$P$  : charge d'entretien.

$P_c$  : Périmètre au niveau moyen.

$P_e$  : poussée hydrostatique de l'eau.

$P_q$  : valeur de pénalité.

$P_{rd1}$  : l'effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

$P_{rd2}$  : l'effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$P_t$  : poussée de terre.

**Q :**

$Q$  : charge d'exploitation.

$Q$  : facteur de qualité.

$Q_{z,y}$  : charge selon la combinaison défavorable dans le sens de z ou de y.

$q_{dyn}(z_j)$  : la pression dynamique calculé à la hauteur  $z_j$  relative l'élément du surface j.

$q_j$  : pression dû au vent exercé sur un élément de surface j.

$q_{réf}$  : la pression dynamique de référence.

**R :**

$R$  : force résultante, réaction au niveau des éléments.

$R$  : coefficient de comportement de la structure.

**S :**

$S$  : La charge caractéristique de neige.

$S_a$  : L'accélération maximale.

$S_j$  : l'aire de l'élément j.

$S_k$  : la charge de neige sur le sol en fonction de zone de neige.

**T :**

$T_i$  : l'effort de traction dans le tronçons i.

$T_u$  : l'effort tranchant sollicitant.

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

$t$  : l'épaisseur de parois de profile creux.

$t_f$  : l'épaisseur de semelle de profilé.

$t_p$  : l'épaisseur de la plaque d'assise.

$t_w$  : l'épaisseur de l'âme de profilé.

**U :**

$U_x, U_y$  : facteurs de participation massique.

**V :**

$V$  : l'effort tranchant à la base.

$V_{max}$  : dépression maximale dû au vent.

$V_{plz.Rd}$  : valeur de l'effort tranchant plastique résistant.

$V_{z.Sd}$  : l'effort tranchant élastique selon le sens z.

**W :**

$W$  : poids total de la structure.

$W_{pl}$  : module de résistance plastique à la flexion.

$W(z_j)$  : la pression nette exerce sur un élément de surface j, à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément considéré.

**Y :**

$y$  : position de l'axe neutre.

**Z :**

$z_{min}$  : hauteur minimale.

$z_0$  : paramètre de rugosité.

$z_1$  : la distance entre la fibre inferieur et l'axe neutre de poutre.

## *Lettres grecques :*

$\alpha$  : coefficient de dilatation thermique.

$\alpha$  : la pente de panneaux cintrée, angle d'inclinaison des escaliers.

$\alpha$  : coefficient déduit d'après l'élançement mécanique  $\lambda$ .

$\beta$  : coefficient de pondération de charge d'exploitation.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\gamma$  : poids volumique de sol.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_{M0}$  : coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques.

$\delta_k$  : le déplacement horizontal à chaque niveau k

$\varepsilon$  : valeur de déformation, valeur de retrait thermique.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\lambda$  : l'élançement.

$\lambda_g$  : l'élançement géométrique de poteau.

$\bar{\lambda}_{LT}$  : l'élançement réduit de diversement.

$\mu$  : coefficient de forme.

$\mu$  : moment réduit.

$\mu_x, \mu_y$  : paramètre pour le calcul des moments selon la méthode de **PIGEAUD**.

$\xi$  : est le pourcentage d'amortissement.

$\rho$  : poids volumique.

$\rho_b$  : poids volumique de béton armé.

$\rho_s$  : poids volumique de l'acier.

$\sigma_b$  : contrainte de béton à l'ELU.

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte limite de béton à l'ELS.

$\sigma_s$  : contrainte dans l'acier à l'ELU.

$\bar{\sigma}_s$  : contrainte limite de l'acier à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible de sol.

$\tau_u$  : contrainte tangentielle.

$\tau_l$  : contrainte tangentielle limite.

$\nu$  : le coefficient de **POISSON**.

$\nu_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier de poutre par rapport à l'axe neutre.

$\nu_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

$\varphi$  : l'angle de frottement interne.

$\phi$  : diamètre des boulons, des sections.

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversale.

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.

# *INTRODUCTION GENERALE*

## **INTRODUCTION GENERALE :**

Le progrès des techniques de construction est lié intimement à la disponibilité des matériaux, du point de vue de la structure, la méthode de construire la plus ancienne probablement, consiste à employer le bois. Puis il apparaitre une seconde technique comprend les systèmes de maçonnerie.

En conjonction avec l'évolution industriel, l'acier a commencé à faire son apparition comme matériau de construction au milieu de XVIII<sup>e</sup> siècle, alors que les matériaux usuels à l'époque étaient le bois et la pierre, ses fonctions principales étaient essentiellement l'ornementation et le renforcement des ossatures. Toutefois, la période allant de 1890 à 1914 constitue une phase charnière pour l'essor du béton armé comme matériau de construction.

Dès lors, et avec l'enlargement de l'ampleur de l'art de construire, et le succès de ces deux matériaux, la combinaison de l'aciers de construction et le béton armé dans le même bâtiment été une orientation intéressante, qui résulte un ouvrage possède la qualité de légèreté de l'acier et la ductilité de béton armé.

Ces deux matériaux, essentiellement différents, sont complètement compatibles et complémentaires vis-à-vis l'un de l'autre. Ils forment une combinaison idéale par la résistance, le béton résiste de manière efficace à la compression et l'acier de construction à la traction. Le béton assure également une protection contre la corrosion et une isolation thermique de l'acier à température élevée, en plus il peut raidir les sections élancées en acier vis à vis du flambement et du déversement.

C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent mémoire effectuer à l'étude d'un ouvrage mixte acier - béton armé, destiné à implanter dans une zone de sismicité moyenne, comprend 7 étages et un sous-sol, à usage des bureaux. Plus particulièrement c'est l'adaptation de bâtiment de Bruxelles environnement (l'administration de l'environnement en Bruxelles).

Cette étude est subdivisée en plusieurs chapitres présentant chacun une partie spécifique ; dans le premier et le deuxième chapitre on a présenté notre projet et la conception structurale adopté, tandis que dans le troisième on a évalué les différentes charges climatiques agissantes sur le bâtiment qui serviront par la suite au dimensionnement des éléments constituant l'enveloppe du bâtiment dans le quatrième. L'étude des planchers et le prédimensionnement des éléments structuraux, quel soit en acier ou en béton armé, sont illustrées dans les chapitres 5 et 6 successivement.

Le comportement de la structure vis-à-vis l'action sismique a été élaboré par la méthode dynamique spectrale dans le huitième chapitre précédé par l'étude des éléments secondaires tel que les escaliers, l'ascenseur et le réservoir d'eau enterré dans le septième chapitre. Vient après, la vérification des éléments porteurs en aciers, le ferrailage des éléments principaux en béton armé, font l'objectif des chapitres 9 et 10.

Pour qu'enfin, les deux derniers chapitres sont consacrés à l'étude des assemblages ainsi l'étude de l'infrastructures respectivement.

Le travail est clôturé par une conclusion générale.

# *CHPITRE I :*

## *Présentation et généralités*

- Introduction.
- Présentation de l'ouvrage.
- Caractéristiques des matériaux utilisés.
- Règlements utilisés.

## I.1- Introduction :

Les constructions ont fasciné l'être humain depuis les premières civilisations, pour cela on procède par une présentation générale sur le bâtiment à étudier, qui est l'objectivité de ce présent chapitre.

## I.2- Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à l'étude d'un bâtiment mixte acier-béton armé à usage des bureaux. Il s'agit d'une structure qui repose sur une base, de dimensions en plan 70.2 m × 41.6m supportant 7 étages de forme irrégulière et comporte également un sous-sol aménagé comme de stationnement (parking).

L'ouvrage est situé dans la wilaya Bordj Bou Arreridj classée en zone **IIa** (zone de sismicité moyenne) selon le **Règlement Parasismique Algérien 99** modifié en 2003 (**RPA 99 version 2003**).

### I.2.1- Données géométriques :

- ✓ Longueur totale de la structure : 70.2 m.
- ✓ Largeur totale de la structure : 40.6 m.
- ✓ Hauteur de sous-sol : 3.2 m.
- ✓ Hauteur de RDC : 3.8 m.
- ✓ Hauteur de l'étage courant : 3.5 m.
- ✓ Hauteur totale de l'ouvrage depuis la base : 30.8 m.

### I.2.2- Données concernant les sites :

Selon le **RPA99 v 2003**, l'ouvrage est implanté dans la zone IIa de sismicité moyenne.

Et suivant le **Règlement du Neige et Vent Algérien 99 (RNVA99)**, la wilaya de Bordj Bou Arreridj est classifiée en zone **A** selon la carte zone de neige de l'altitude H par rapport au niveau de mer égale à 906 m.

La wilaya aussi classée en zone **I** depuis la carte zone de vent, selon le **RNVA99**.

### I.2.3- Données relatives au rapport d'étude géotechnique :

- Contrainte admissible de sol :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2.2 \text{ bars}$
- Poids volumique humide de sol :  $\gamma = 20.2 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 10.9^\circ$

### I.2.4- Plans architectural :

A cause de diversité de fonctionnement et la forme de chaque étage, tous les plans des différents étages sont inclus dans l'*annexe A*. les plans illustrés dans les figures suivantes, de RDC et du 7<sup>ème</sup> étage, sont des exemples pour clarifier la présentation globale.



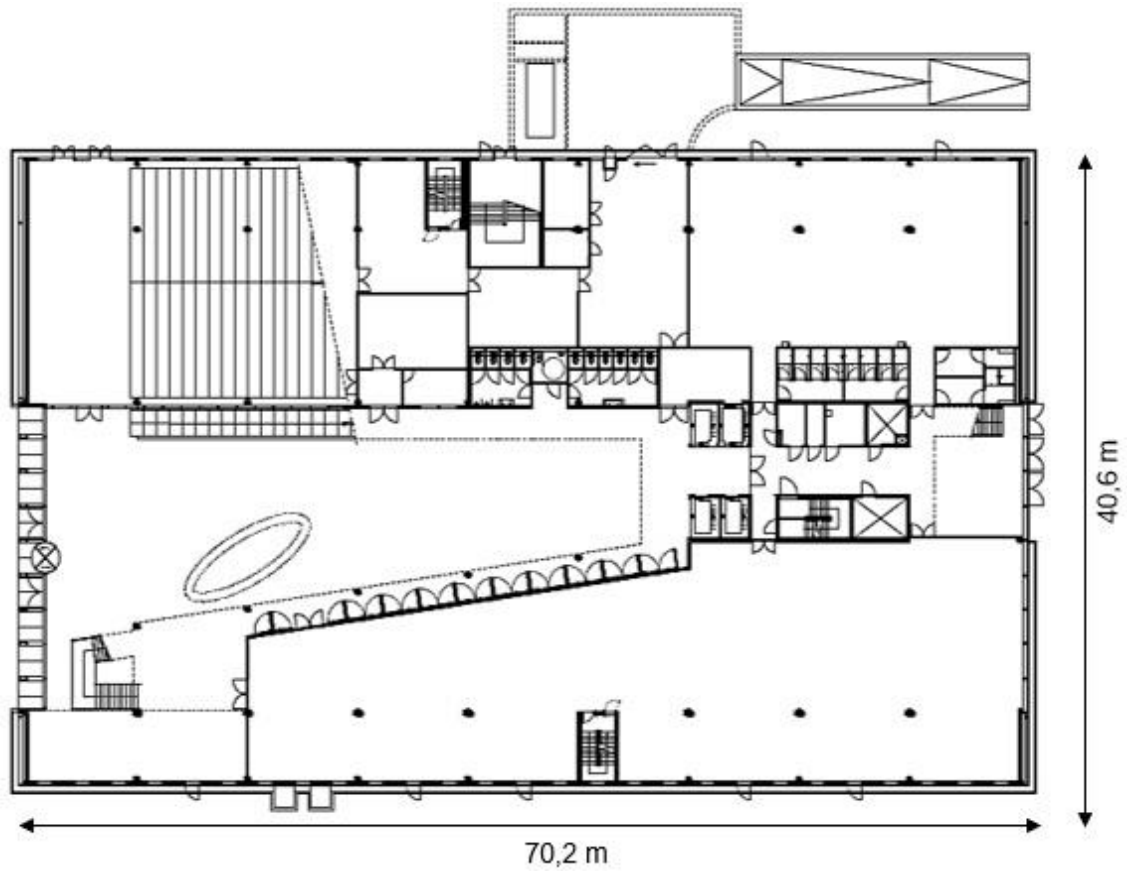


Figure I.01 : vue en plan de RDC.

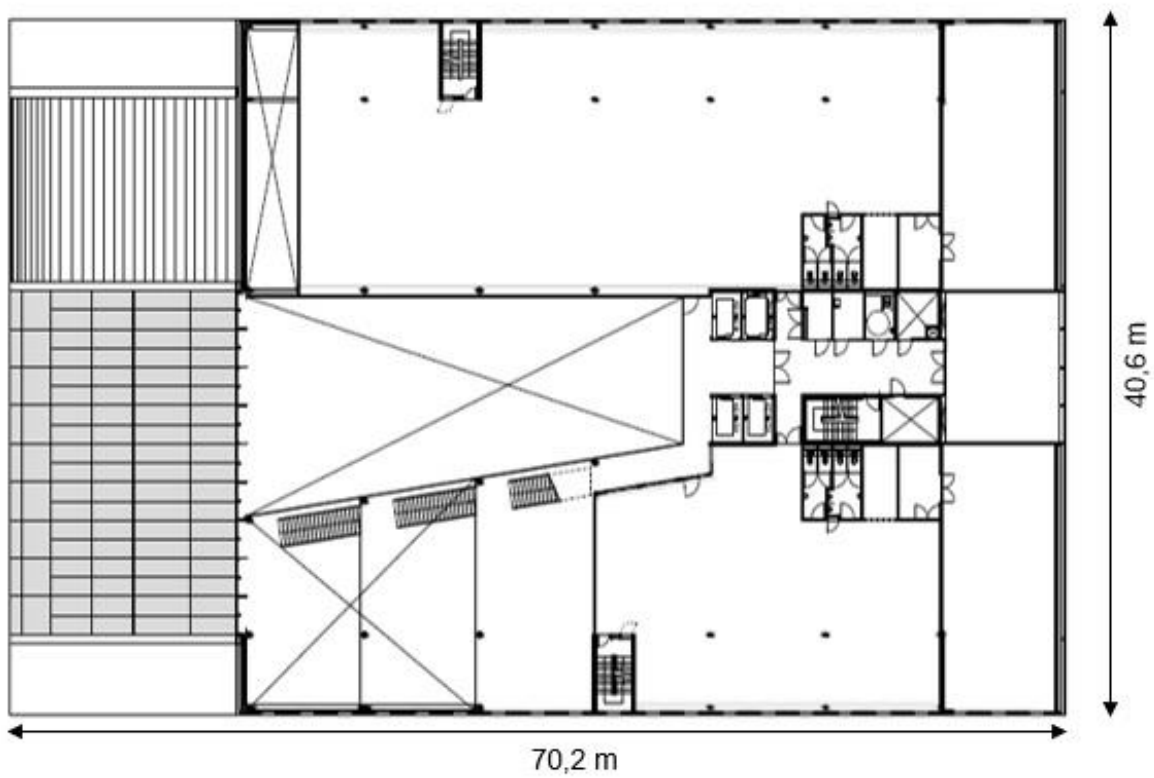


Figure I.02 : vue en plan de 7<sup>-ème</sup> étage.



Figure I.03 : axonométrie du bâtiment.

### I.3- Caractéristiques des matériaux utilisés :

#### I.3.1- Béton armé :

Le béton c'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierre) et de l'eau. Toutes ces composantes interviennent dans la résistance du mélange.

La large utilisation du béton est à cause de sa résistance à la compression mieux que l'effort de traction, cette résistance à la compression est de l'ordre 20 MPa jusqu'à 40 MPa, par contre la résistance à la traction variée de 2 MPa à 4 MPa uniquement.

En raison de cette faible résistance à la traction, l'association de deux matériaux aciers et béton résulte un nouveau matériau, béton armé, de résistance caractéristique à la traction améliorée.

L'utilisation de béton armé pour notre structure est pour les planchers et différents éléments constructifs de caractéristiques suivants :

Poids volumique  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Coefficient de **POISSON**  $\nu$  :  $\nu = 0$  dans l'état limite ultime.

$\nu = 0.2$  dans l'état limite de service.

- Planchers, poutres :
  - Classe de béton armé : 40/50.
  - Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ .
  - Résistance à la traction :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ MPa}$ .
  - Contrainte du béton à l'état limite ultime :  $\sigma_b = 22.27 \text{ MPa}$ .
  - Contrainte du béton à l'état limite service :  $\bar{\sigma}_b = 24 \text{ MPa}$ .
  - Module d'élasticité :  $E_b = 37619.47 \text{ MPa}$ .
- Poteaux, voiles, radier :
  - Classe de béton armé : 35/45.
  - Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .
  - Résistance à la traction :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$ .
  - Contrainte du béton à l'état limite ultime :  $\sigma_b = 19.83 \text{ MPa}$ .
  - Contrainte du béton à l'état limite service :  $\bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa}$ .
  - Module d'élasticité :  $E_b = 35981.72 \text{ MPa}$ .
- Pour les éléments non structuraux :
  - Classe de béton armé : 25/30.
  - Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
  - Résistance à la traction :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.71 \text{ MPa}$ .
  - Contrainte du béton à l'état limite ultime :  $\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$ .
  - Contrainte du béton à l'état limite service :  $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ .
  - Module d'élasticité :  $E_b = 32164.19 \text{ MPa}$ .
- Diagramme de contrainte-déformation :

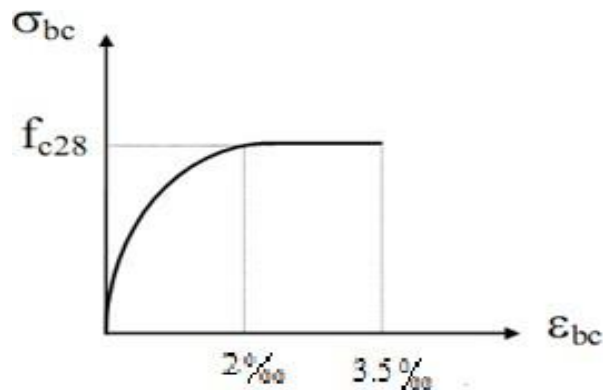


Figure I.04 : diagramme contrainte- déformation du béton en ELU.

### I.3.2- L'acier d'armatures :

- **Caractéristiques mécaniques :**

Tableau I.01 : caractéristiques mécaniques d'aciers des armatures.

Nuance		Résistance caractéristique $f_e$	$\eta$
Rond lisse	Fe 220	215 MPa	1
	Fe 240	235 MPa	
Haut adhérence	<b>Fe 400</b>	<b>400 MPa</b>	1.6
	Fe 500	500 MPa	

Dans notre ouvrage en adoptant la nuance Fe 400 pour le ferrailage.

- **Contrainte limite de l'acier  $\sigma_s$ , à l'ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de l'acier  $\bar{\sigma}_s$ , à l'ELS :**

Fissuration non préjudiciable : pas de limitation  $\bar{\sigma}_s = \sigma_s$ .

Fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$ .

Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min(1/2 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$ .

- **Diagramme de contrainte-déformation :**

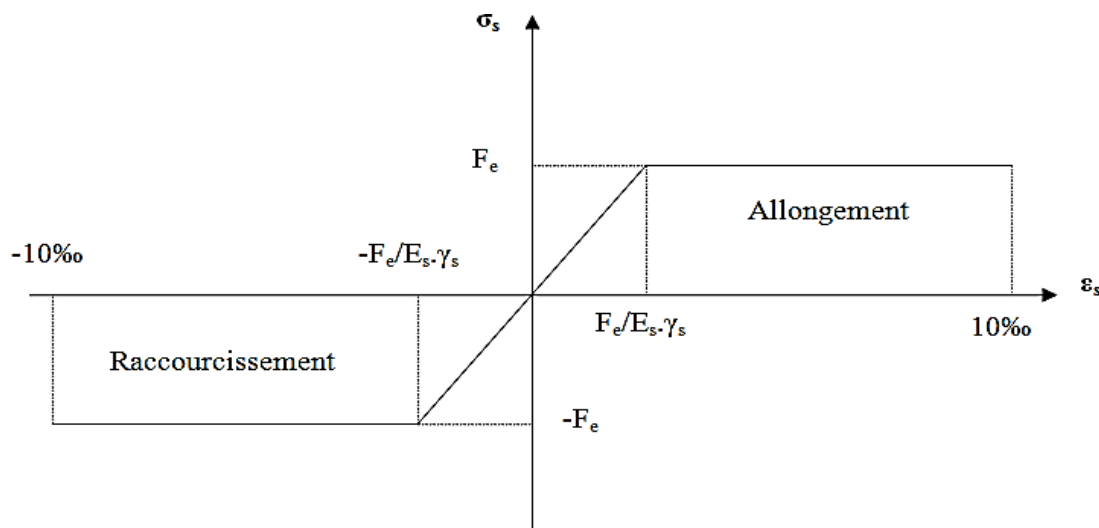


Figure I.05 : diagramme contrainte- déformation du l'acier des armatures.

### I.3.3- L'acier de construction :

- **Caractéristiques mécaniques :**

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances de l'acier de construction, la limite d'élasticité  $f_y$  est en fonction de l'épaisseur nominale  $t$ , sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.02 : caractéristiques mécaniques d'aciers de construction.

Nuance de l'acier	Épaisseur (mm)			
	$t < 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t < 100 \text{ mm}$	
	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
<b>Fe 360</b>	235	360	215	340
<b>Fe 430</b>	275	430	255	140
<b>Fe 510</b>	355	510	355	490

- Résistance à la traction :  $f_u = 510 \text{ MPa}$ .
- Limite d'élasticité :  $f_y = 355 \text{ MPa}$ .
- Module de Young :  $E = 2.1 \times 10^5$ .
- Module de cisaillement :  $G = E/2(1 + \nu) = 81000 \text{ MPa}$ .
- Coefficient de **POISSON** :  $\nu = 0.3$ .
- Poids volumique :  $\rho_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ .
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \times 10^6$ .
- **Diagramme de contrainte-déformation :**

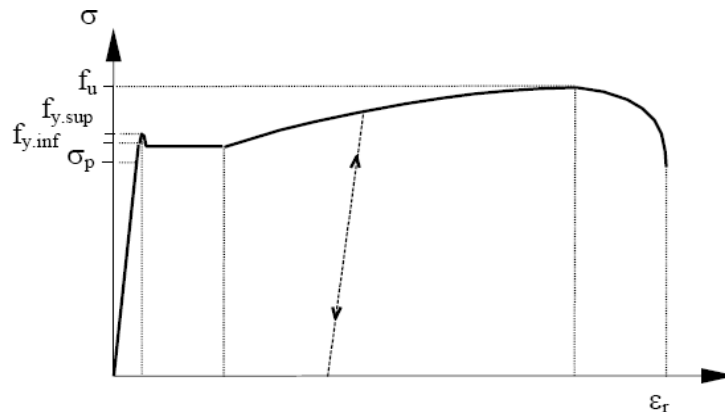


Figure I.06 : diagramme contrainte- déformation de l'acier de construction.

### I.3.4- Assemblage :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

- **Boulonnage :**

Boulons à haute résistance de type HR 10.9.

- **Soudage :**

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

### I.4- Règlements utilisés :

Pour justifier la sécurité de structure, on se base sur les règlements suivants :

- **RNVA99** : Règlement du Neige et Vent Algérien 99.
- **DTR BC 2.2** : Document Technique Réglementaire (charges permanentes et d'exploitations).
- **Eurocode 3** : règles de calcul des structures métalliques.
- **Eurocode 4** : règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé.
- **BAEL 91** : Béton Armé aux Etats Limites 91.
- **RPA99 version 2003** : Règlements Parasismiques Algérienne version 2003.
- **DTR BC 2-41** : règles de Conception et de Calcul des ouvrages en Béton Armé (CBA93).

# *CHPITRE II :*

## *Conception structurale*

- Introduction.
- Conception architecturale.
- Conception structurale.

## II.1- Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le choix constructif et les différents éléments composantes de l'ouvrage. La conception d'une façon générale est pour la compréhension complète du bâtiment prévu, son concept architectural, ses éléments constructifs, leurs matières composantes et plusieurs facteurs incluent sous ce terme.

## II.2- Conception architecturale :

Le bâtiment à étudier passe par plusieurs phases de conception architecturale afin d'obtenir un ouvrage sert l'utilisation optimale de chaque partie.

- **Justification de la conception de toiture :**

En premier lieu, la forme de toiture cintrée offre la possibilité d'intégration de toiture avec les façades, ce qui traduit par un geste artistique et attirant aux publiques.

Cependant, cette solution permet de placer un système des panneaux photovoltaïques cintrés au-dessus d'un toit composé de panneaux sandwich isolants aussi cintrés, l'inclinaison de toiture assure la bénéficiant optimale de rayons solaire pendant toutes les saisons selon la zone d'implantation (Wilaya de Bordj Bou Arreridj ;  $\alpha_{optimale} = 45^\circ$ ), pour satisfait certains besoins énergétiques de bâtiment par l'énergie solaire.

La toiture a une espace largement vitrée au-dessus de l'atrium, en raison de gain de lumière de jour et réduire par conséquent la consommation énergétique pendant le jour.

La récupération des eaux des pluies est aussi possible par l'installation des gouttières dans les bords de toiture, afin de les stokers dans un réservoir d'eau enterré situé au niveau de sous-sol.

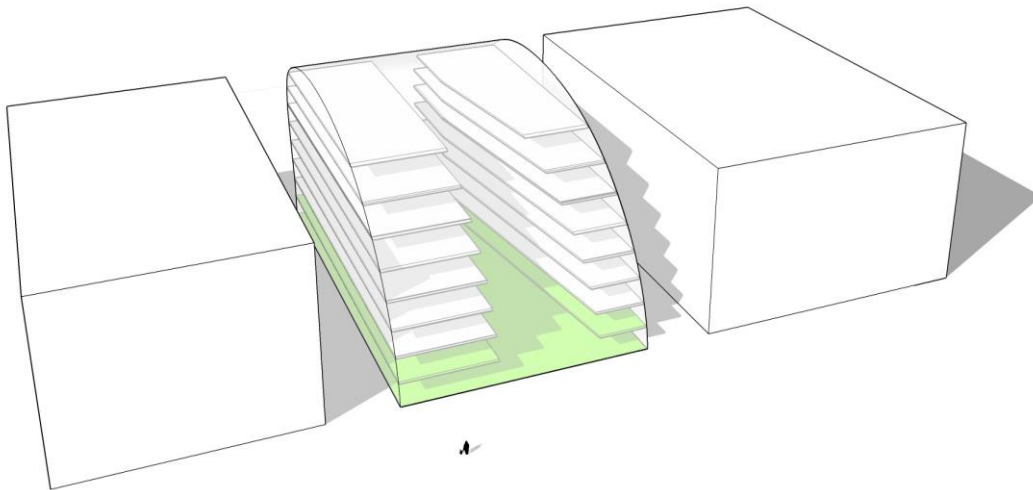


Figure II.01 : état de conception finale de bâtiment. [1]

- **L'espace interne :**

Le bâtiment est d'utilisation des bureaux, ces dernières nécessite des espaces ouvertes, certaines surfaces comme les salles des réunions sont isolées par des murs de séparation en plâtre en verre uniquement.

- **Répartition des locaux dans le bâtiment :**

- ✚ Sous-sol :

- Stationnement de 77 places.
- Chambres techniques.

- ✚ RDC :

- Auditorium.
- Restaurant.
- Espaces de réception (atrium).

- ✚ 1<sup>er</sup> étage jusqu'à 7<sup>ème</sup> étage :

- Bureaux.
- Salles de réunions.
- Cafeteria.

### **II.3- Conception structurale :**

La conception structurale est pour le but d'assurer la stabilisation générale de l'ensemble vis-à-vis des actions verticales non symétriques mais surtout vis-à-vis des actions horizontales, qu'elles soient courantes comme le vent, ou des actions accidentelles des séisme et de choc.

La structure sera réalisée par un ensemble des barres métalliques à base d'aciers laminés à chaud normalisés et des éléments en béton armé.

#### **II.3.1- Structure horizontale :**

Les planchers des étages courantes seront des planchers mixtes, comportent des hourdis préfabriqués alvéolés avec une dalle de compression. Ces dernières reposent sur l'ensemble des poutres métalliques reconstituées soudées (PRS) intégrées dans les planchers, ces poutres sont disposées uniquement dans le sens longitudinal du bâtiment, l'utilisation des dalles en pièces préfabriquées permet d'éliminer les poutres dans le sens contraire.

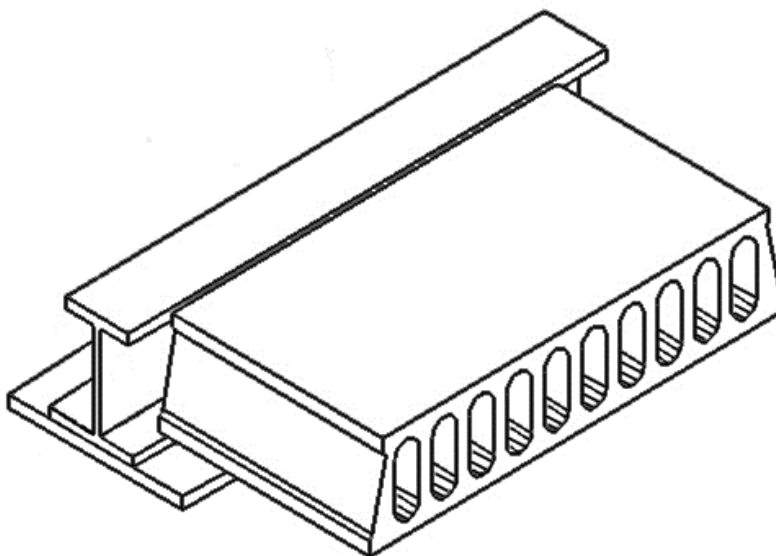


Figure II.02 : système des poutres métalliques de plancher intégrés.



### II.3.2- Structure verticale :

Pour assurer la fonction de transfert des forces verticales venant des planchers, ainsi que les efforts d'autres éléments secondaires, les poteaux seront répartis d'une manière conserve l'aspect architecturale et au même temps assure la stabilité du bâtiment.

Les poteaux seront des profilés tubulaires creux remplis de béton armé et des profilés en I ou en H pour le rez-de-chaussée et les autres étages, et pour le sous-sol ; les poteaux seront en béton armé. Leur répartition en plan est représentée dans les figures ci-dessous :

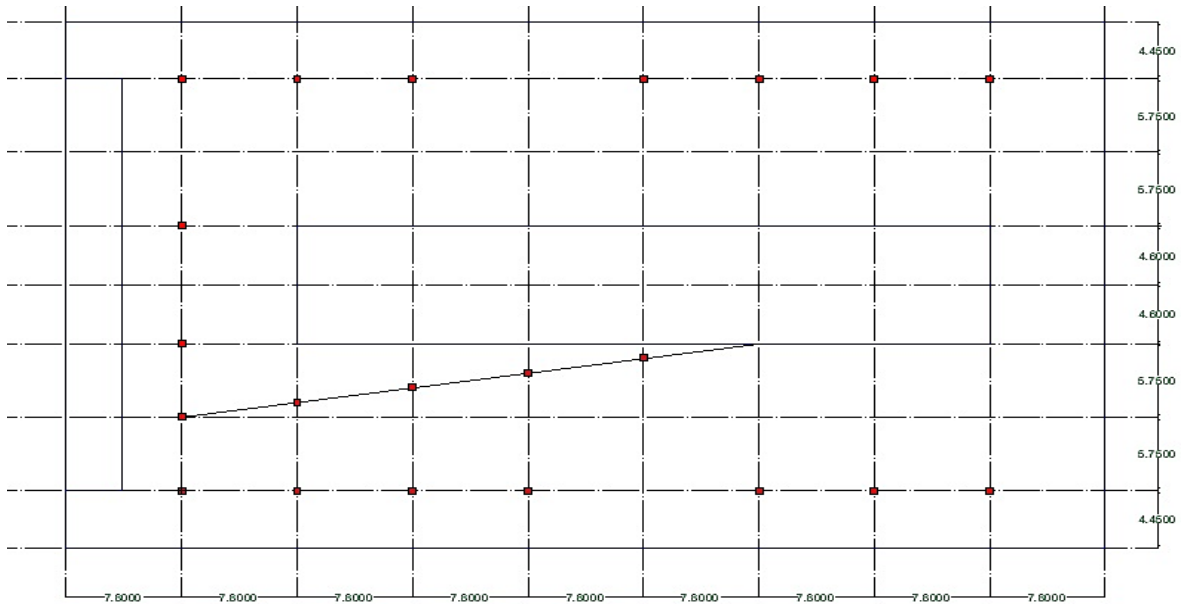


Figure II.03 : répartition des poteaux en béton armé au niveau de sous-sol.

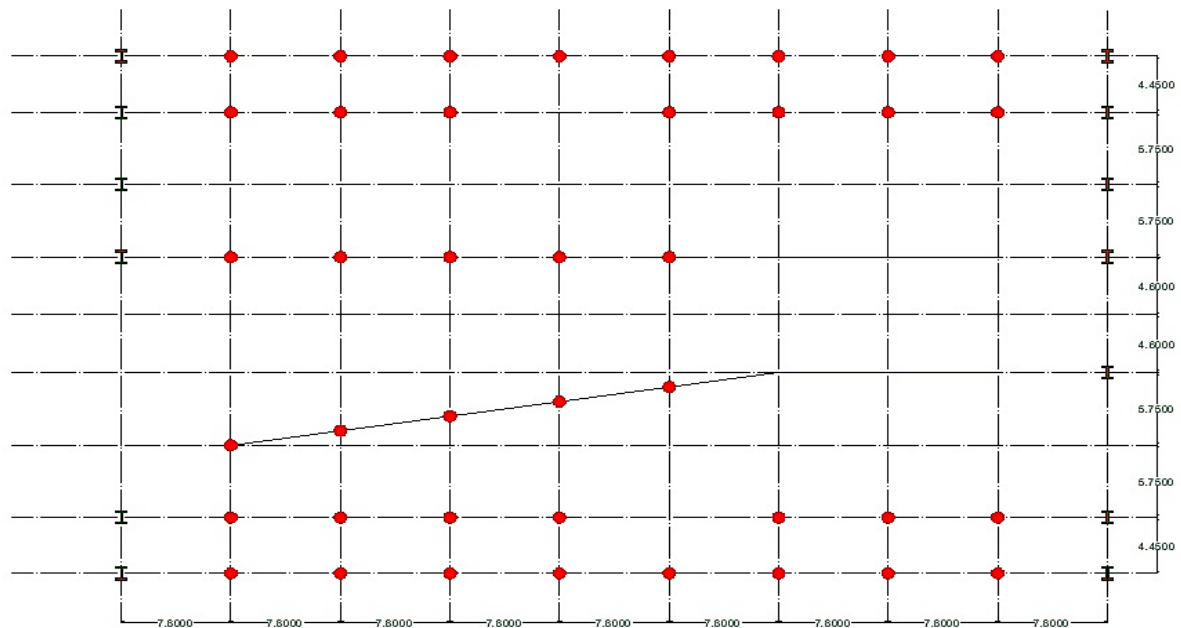


Figure II.04 : répartition des poteaux mixte au niveau de RDC et étages courants.

D'autres éléments sont inclus dans la structure verticale, sont des profilés métalliques pour l'ancrage des panneaux isolants et le verre dans les façades.

### II.3.3- Elément secondaires :

- **Façades et toiture :**

L'enveloppe de l'ouvrage est faite par l'intégration des façades avec la toiture de forme inhabituel, les éléments constructifs sont représentés comme suite :

- ✓ Panneau sandwich super isolant avec lame de polyuréthane : pour les façades on choisit **ONDATHERM 1040 TS**, et pour le toiture **ONDATHERM 1040 TS Cintrée**.
- ✓ Panneaux photovoltaïques : **IBC MonoSol 290 Z4 Black**.
- ✓ Des bandes de triple vitrage : sgg **PLANITHERM LUX**.

(Pour les fiches techniques voir l'*annexe B*)

- **Escaliers :**

En raison de la surface importante offert par le bâtiment et le but de son exploitation, la circulation verticale entre les différents niveaux est assurée par 4 cages d'escaliers, l'une est de nature métallique, les autres seront en béton armé qui vont contribuer sous le rôle des noyaux rigides vis-à-vis les charges verticales ou accidentelles.

- **Ascenseur :**

Les ascenseurs seront avec local des machines et entrainement à variation de fréquence et une capacité maximale des passagers est de 6 personnes.

# *CHPITRE III :*

## *Etude du vent et neige*

- Introduction.
- Effet dû au vent.
- Effet de neige.

### III.1- Introduction :

Ce présent chapitre est consacré à la détermination des différentes grandeurs de charges climatiques tel que l'effet dû au vent et la charge due à l'accumulation des neiges. Cette première étape doit être bien connue afin de dimensionner et par conséquent concevoir, de manière appropriée, toutes les éléments constitués une structure.

### III.2- Effet dû au vent :

L'effet du vent sur les structures a une major influence sur leurs stabilités. Pour cet objectif, il y a lieu d'élaborer une analyse approfondie ; dans les directions possibles ; afin de déterminer les différentes sollicitations dû au vent sur les éléments constructifs. Le calcul sera mené conformément au **Règlement Neige et Vent Algerian 99 (RNVA99)**, qui fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions dû au vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

#### III.2.1- Calcul des pressions dues au vent :

Le vent est une action d'intensité aléatoire, par exemple sur deux facettes différentes ; la pression dû au vent n'est pas la même, selon le **RNVA99** la pression dû au vent  $q_j$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ , est donné par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

Avec :

$C_d$  : est le coefficient dynamique de construction.

$W(z_j)$  : représente la pression nette exercée sur un élément de surface  $j$ , à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément considéré.

#### III.2.1.1- Direction du vent :

En raison de symétrie en plan de bâtiment, on considère les deux directions de vent comme ils sont illustrées dans la figure ci-dessous :

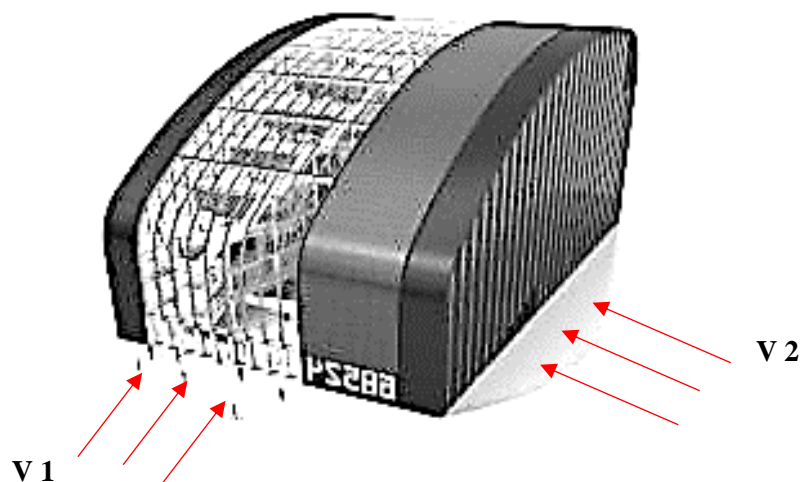


Figure III.01 : direction de la pression dû au vent agissant sur le bâtiment.

### III.2.1.2- Détermination du coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tien compte de la mise en vibration de la structure engendré par la turbulence, il en fonction de la hauteur et la distance horizontale perpendiculaire à la direction de vent, la figure suivante fournit les valeurs de ce coefficient pour les structures mixtes.

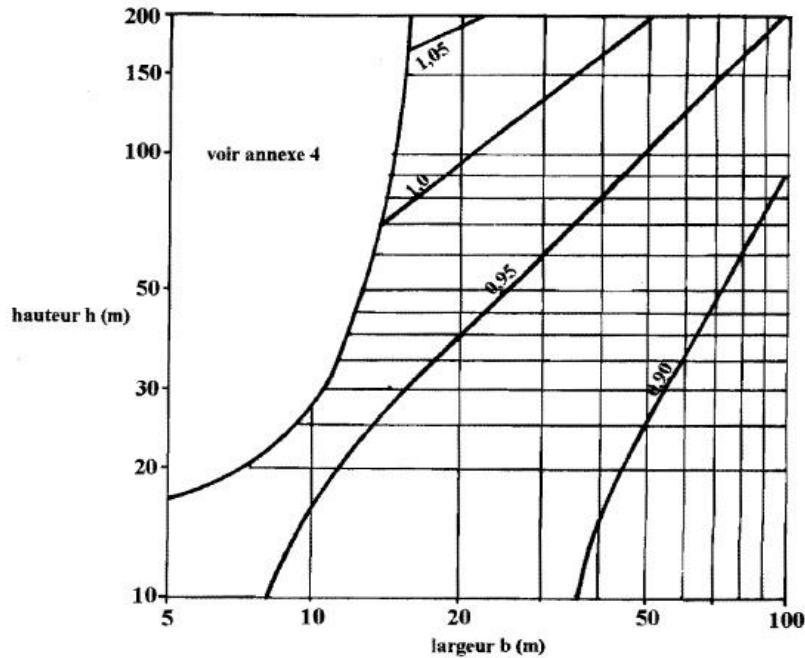


Figure III.02 : valeur de  $C_d$  pour les structures mixtes (acier-béton armé) [2].

On obtient :

Tableau III.01 : valeurs de coefficient dynamique pour notre structure.

	Dimensions	Valeur de $C_d$
V1	$h = 30.8 \text{ m}$ $b = 41.1 \text{ m}$	<b>0.91</b>
V2	$h = 30.8 \text{ m}$ $b = 70.2 \text{ m}$	<b>0.89</b>

### III.2.1.3- Détermination du pression nette $w(z_j)$ :

La valeur de la pression nette est donnée, selon **RNVA99**, par la formule suivante :

$$w(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Avec :

$q_{dyn}(z_j)$  : est la pression dynamique calculé à la hauteur  $z_j$  relative l'élément du surface j.

$C_{pe}$  : est le coefficient de la pression extérieure.

$C_{pi}$  : est le coefficient de la pression intérieure.

- **Détermination de la pression dynamique  $q_{dyn}$  :**

La pression dû au vent est calculée au centre de chaque surface pour les parois verticales et à la hauteur totale du bâtiment pour la toiture, par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = C_e(z_j) \times q_{réf}$$

Avec :

$C_e$  : est le coefficient d'exposition au vent.

$q_{réf}$  : est la pression dynamique de référence donnée par le **RNVA99** en fonction de la zone de vent.

La structure a une hauteur  $h = 30.8 \text{ m}$ , et selon le **RNVA99**, les constructions avec planchers intermédiaires (bâtiments, tours ...) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surfaces, de hauteurs égales à la hauteur d'étage, avec  $n$  ; désigne le nombre de niveaux de la construction.

- **Pression dynamique de référence  $q_{réf}$  :**

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Bordj-Bou-Argeridj qui appartient à la zone **I** suivant la classification de **RNVA99** des zones, ce qui résulte que :

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

- **Catégories de terrain :**

Les paramètres sont donnés en fonction de catégorie correspondante, pour notre cas, les paramètres en fonction de catégorie **IV** selon le **RNVA99**, et par conséquent on obtient :

$K_T$  : facteur de terrain égale à 0.24.

$z_0$  : paramètre de rugosité égale à 1 m.

$z_{min}$  : hauteur minimale égale à 16 m.

- **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  tient compte de l'état de surface du site ainsi que la hauteur, au-dessus de sol, de la facette recevant le vent, est donné comme suit :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \end{cases}$$

- **Coefficient topographie  $C_t(z)$  :**

Le coefficient de topographie  $C_t(z)$  est pour ajuster la pression dû au vent en fonction des obstacles aux alentours de l'ouvrage. En effet, ces obstacles peuvent avoir l'influence

d'accélération. Pour le cas étudié, et selon le **RNVA99**, le coefficient égale à **1** pour le site plat.

- **Coefficient d'exposition :**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques,  $C_e(z)$  est donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau III.02 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.

Niveau	z en m	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$C_e(z)$	$q_{dyn}(z_j)$ en N/m <sup>2</sup>
<b>RDC</b>	1.9	1	0.665	1.559	584.784
<b>1<sup>ère</sup> étage</b>	5.55	1	0.665	1.559	584.784
<b>2<sup>-ème</sup> étage</b>	9.05	1	0.665	1.559	584.784
<b>3<sup>-ème</sup> étage</b>	12.55	1	0.665	1.559	584.784
<b>4<sup>-ème</sup> étage</b>	16.05	1	0.666	1.562	585.913
<b>5<sup>-ème</sup> étage</b>	19.55	1	0.713	1.706	639.828
<b>6<sup>-ème</sup> étage</b>	23.05	1	0.753	1.832	687.018
<b>7<sup>-ème</sup> étage</b>	26.55	1	0.786	1.932	726.853
<b>Au sommet</b>	30.8	1	0.822	2.259	847.381

- **Calcul des coefficients de pressions :**

Un élément possède deux faces, l'une est exposée à l'extérieur, et l'autre à l'intérieure. Le vent souffle directement sur la face extérieure, mais crée aussi une dépression dans le bâtiment qui aura tendance à augmenter ou à diminuer l'effet du vent sur l'ouvrage. Ces effets sont caractérisés par coefficients de la pression extérieure et de la pression intérieure.

- **Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

$C_{pe}$  : est le coefficient permettant l'évaluation de l'effort du vent sur la paroi extérieure, il en fonction de l'étendue de la surface recevant le vent, et sa position (parallèle au vent, altitude).

Selon le **RNVA99**, le coefficient  $C_{pe}$  prend les valeurs suivantes en fonction de la surface calculée :

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

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$si S \geq 10m^2$$

• **Direction 1 :**

- Parois verticales :

Il convient de décomposer les parois selon la figure indiquer dans le **RNVA99** tenant compte les paramètres suivantes :

$$\begin{cases} b = 41.1 m \\ d = 70.2 m \\ h = 30.8 m \end{cases}$$

$$e = \min[ b , 2h ] = \min[41.1, 61.6 ] = 41.1 m$$

Dans ce cas  $e < d$  la décomposition des parois se fait par la manière suivante :

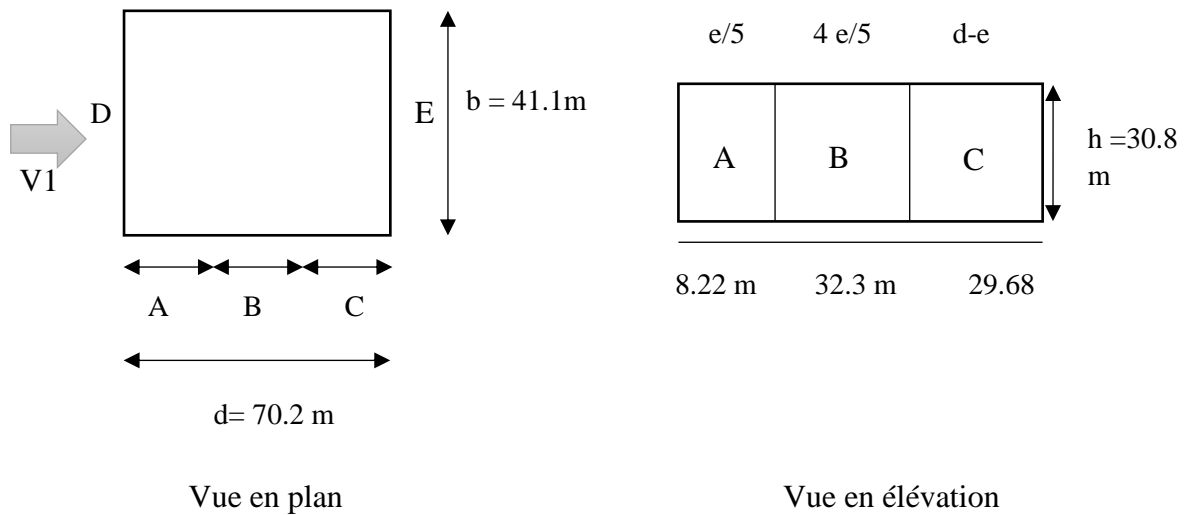


Figure III.03 : décomposition des parois dans le sens 1 selon le **RNVA99**.

Toutes les surfaces élémentaires sont supérieures à 10 m<sup>2</sup>, donc les coefficients de pression extérieure sont représentés, à partir le tableau de **RNVA99**, comme suit :

Tableau III.03 : valeur de  $C_{pe}$  des parois verticales selon la direction 1.

	A	B	C	D	E
$C_{pe} = C_{pe,10}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

- Toiture :

La direction 1 de vent est perpendiculaire au génératrice ( $\theta = 0^\circ$ ), et selon le **RNVA99**, la décomposition de toiture se fait comme suit :



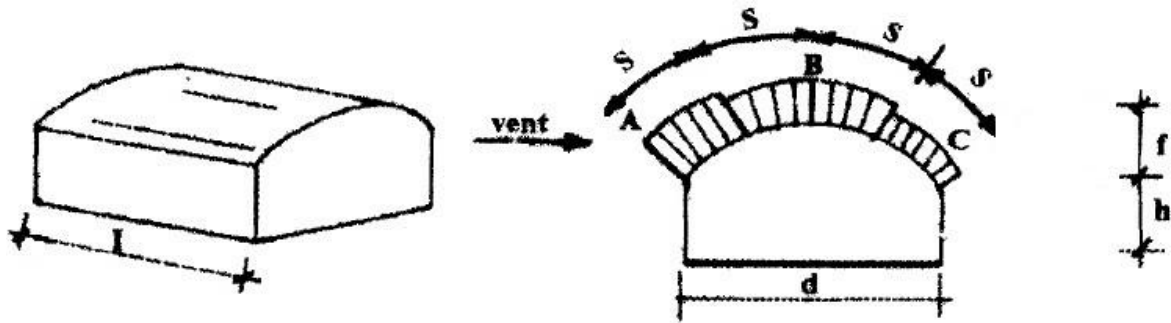


Figure III.04 : décomposition de toiture dans le sens 1, selon le RNVA99 [2].

Le toit présente une forme similaire qu'une voûte à différent hauteur dans les deux cotées, les coefficients des pressions extérieures sont donnés en fonction des valeurs extrême de  $f$  et  $h$ .

La hauteur de parois verticales  $h = 10.8 \text{ m}$ .

La hauteur depuis la naissance de voûte jusqu'à sommet  $f = 20 \text{ m}$ .

$$\frac{f}{d} = \frac{20}{70.2} = 0.284 \text{ et } \frac{h}{d} = \frac{10.8}{70.2} = 0.153$$

D'après le RNVA 99, les coefficients des pressions s'obtiennent par la figure ci-dessous :

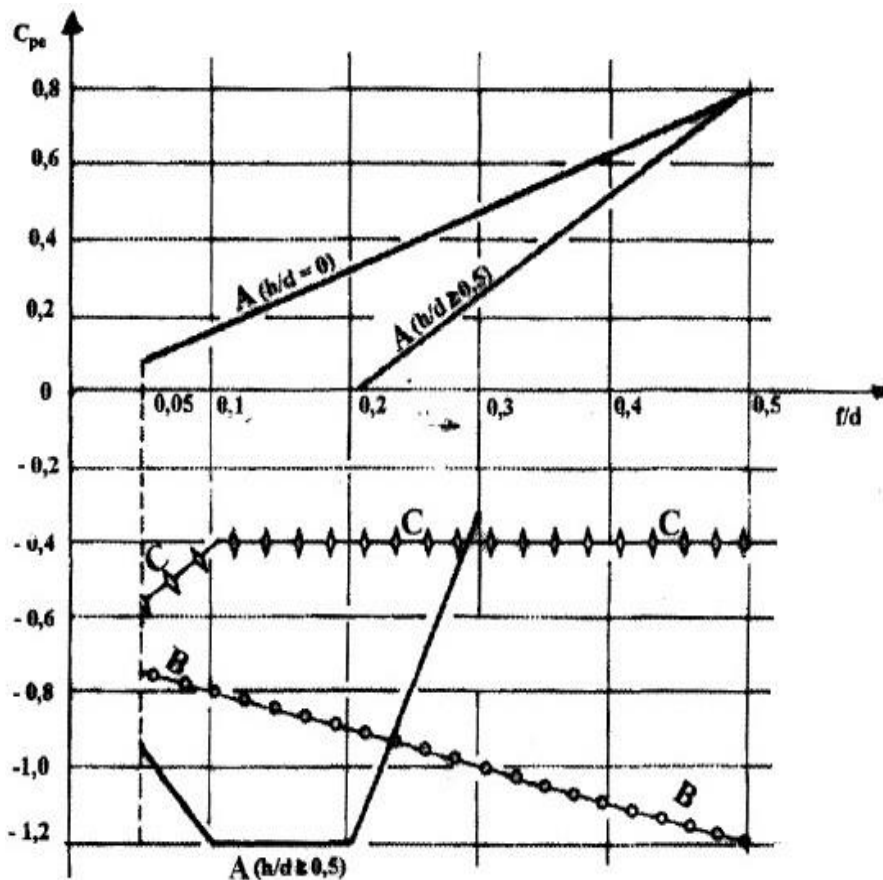


Figure III.05 : valeur de  $C_{pe}$  pour les toits en forme de voûte à base rectangulaire [2].

Tableau III.04 : valeur de  $C_{pe}$  de toit sous forme de voute selon la direction 1.

	A	B	C
$C_{pe}$	0.4	-1	-0.4

• **Direction 2 :**

- Parois verticales :

Il convient de décomposer les parois selon la figure indiquer dans le **RNVA99** tenant compte les paramètres suivantes :

$$\begin{cases} b = 70.2 \text{ m} \\ d = 41.1 \text{ m} \\ h = 30.8 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min[b, 2h] = \min[70.2, 61.6] = 61.6 \text{ m}$$

Dans ce cas  $e > d$  la décomposition des parois se fait par la manière suivante :

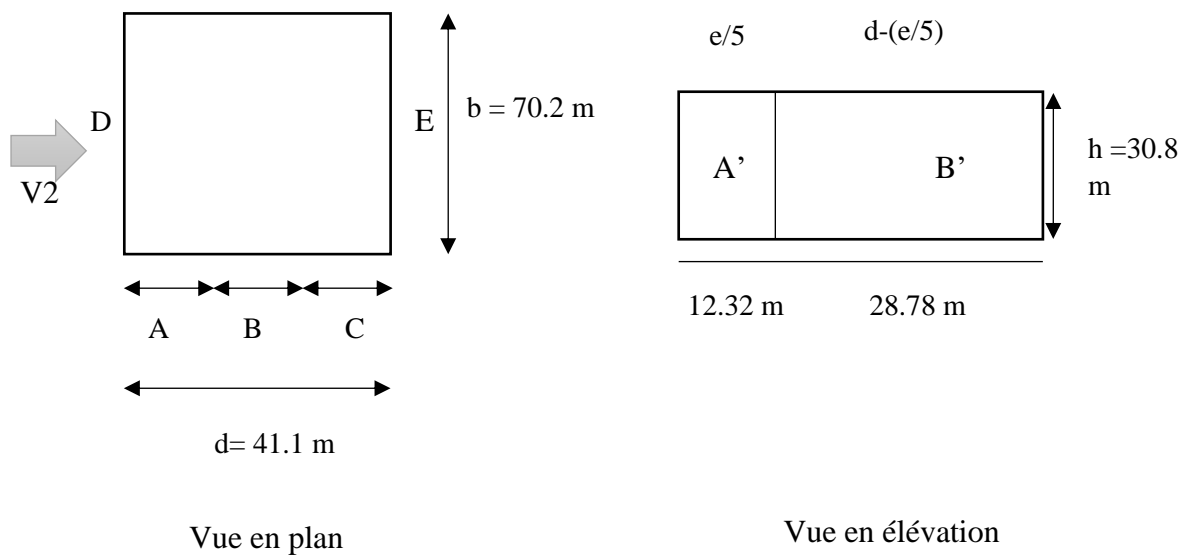


Figure III.06 : décomposition des parois dans le sens 2, selon le **RNVA99**.

Toutes les aires A' et B' sont supérieures à 10 m<sup>2</sup>, donc les coefficients de pression extérieure sont représentés, d'après le tableau de **RNVA99**, comme suit :

Tableau III.05 : valeur de  $C_{pe}$  des parois verticales selon la direction 2.

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

- Toiture :

Pour la direction 2 du vent, qui est parallèle aux génératrices, en adoptant, pour  $C_{pe}$ , les valeurs correspondant à une toiture à deux versants, en prenant pour  $\alpha$  (en degré) l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voute et son sommet comme il est indiqué dans la figure suivante :

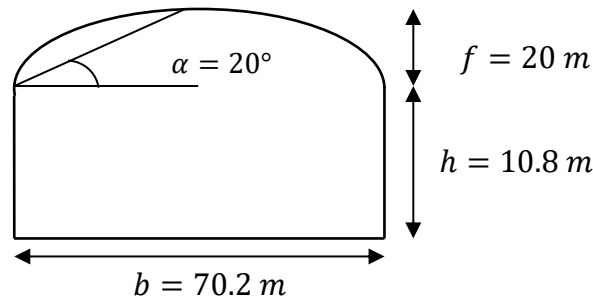


Figure III.07 : vent parallèle aux génératrices sur toiture en voute.

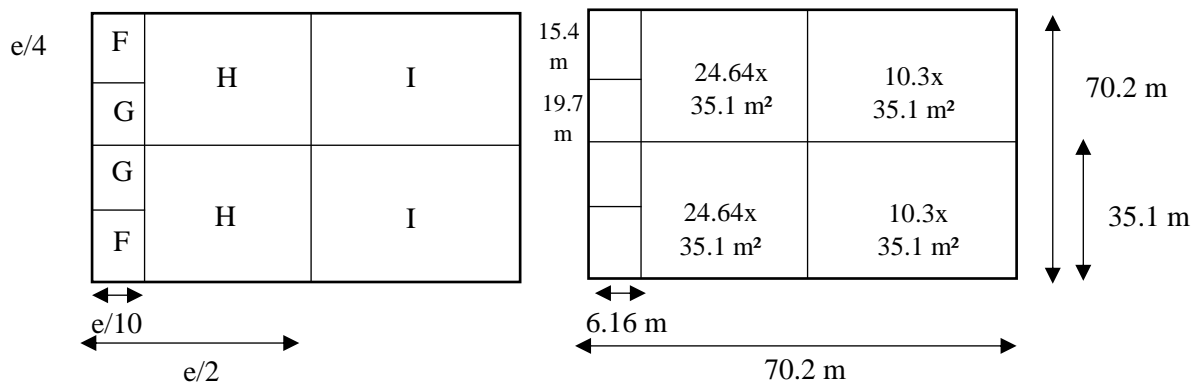


Figure III.08 : zones de pression dans la toiture selon le sens 2 du vent.

Les coefficients de pression extérieure sont représentés, en fonction de l'angle d'inclinaison de toiture, comme suit :

Tableau III.06 : valeur de  $C_{pe}$  de toiture selon la direction 2.

	F	G	H	I
30°	-1	-0.8	+0.8	-0.3

- Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :

Selon la position des ouvertures sur l'ouvrage, le vent peut s'engouffrer plus ou moins à l'intérieur et créer des surpressions intérieures importants (dépression), le coefficient  $C_{pi}$  est celui qui permet de déterminer l'effet dû au vent sur les éléments intérieurs.

D'une façon générale le coefficient  $C_{pi}$  est relié directement ou pourcentages des ouvertures de l'ouvrage, le **RNVA99** exige aussi sur les bâtiments avec cloisons intérieurs, il doit être utilisée deux valeurs de  $C_{pi}$ , sont les suivants :

$$C_{pi1} = -0.5$$

$$C_{pi2} = +0.8$$

Les résultats de pressions dû au vent sont résumés dans les tableaux suivants :

- Parois verticales :

Tableau III.07 : récapitulation des pressions sur les parois de RDC jusqu'à 3<sup>-ème</sup> étage.

		Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
RDC jusqu'à 3 <sup>-ème</sup> étage.	V1	A	0.91	584.784	-1	-0.5	+0.8	-266.076	-957.876
		B			-0.8			-159.646	-851.445
		C			-0.5			0	-691.799
		D			+0.8			+691.799	0
		E			-0.3			+106.430	-585.368
	V2	A'	0.89	584.784	-1	-0.5	+0.8	-260.228	-936.823
		B'			-0.8			-156.137	-832.732
		C			+0.8			+676.595	0
		D			-0.3			+104.091	-572.503

Tableau III.08 : récapitulation des pressions sur les parois de 4<sup>-ème</sup> étage.

		Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
4 <sup>-ème</sup> étage.	V1	A	0.91	585.913	-1	-0.5	+0.8	-266.590	-959.725
		B			-0.8			-159.954	-853.089
		C			-0.5			0	-693.135
		D			+0.8			+693.135	0
		E			-0.3			+106.636	-586.498
	V2	A'	0.89	585.913	-1	-0.5	+0.8	-260.731	-938.632
		B'			-0.8			-156.438	-834.340
		C			+0.8			+677.901	0
		D			-0.3			+104.292	-573.608

Tableau III.09 : récapitulation des pressions sur les parois de 5<sup>-ème</sup> étage.

		Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
5 <sup>-ème</sup> étage	V1	A	0.91	639.828	-1	-0.5	+0.8	-291.121	-1048.038
		B			-0.8			-174.673	-931.589
		C			-0.5			0	-756.916
		D			+0.8			+756.916	0
		E			-0.3			+116.448	-640.467
	V2	A'	0.89	639.828	-1	-0.5	+0.8	-284.723	-1025.004
		B'			-0.8			-170.834	-911.115
		C			+0.8			+740.280	0
		D			-0.3			+113.889	-626.391

Tableau III.10 : récapitulation des pressions sur les parois de 6<sup>-ème</sup> étage.

		Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
6 <sup>-ème</sup> étage	V1	A	0.91	687.018	-1	-0.5	+0.8	-312.593	-1125.335
		B			-0.8			-187.556	-1000.298
		C			-0.5			0	-812.742
		D			+0.8			+812.742	0
		E			-0.3			+125.037	-687.705
	V2	A'	0.89	687.018	-1	-0.5	+0.8	-305.723	-1100.602
		B'			-0.8			-183.433	-978.313
		C			+0.8			+794.872	0
		D			-0.3			+122.289	-672.590

Tableau III.11 : récapitulation des pressions sur les parois de 7<sup>-ème</sup> étage.

		Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
7 <sup>-ème</sup> étage	V1	A	0.91	726.853	-1	-0.5	+0.8	-330.718	<b>-1660.585</b>
		B			-0.8			-198.430	-1058.297
		C			-0.5			0	-859.867
		D			+0.8			<b>+859.867</b>	0
		E			-0.3			+132.287	-727.579
	V2	A'	0.89	726.853	-1	-0.5	+0.8	-323.449	-1164.418
		B'			-0.8			-194.669	-1035.038
		C			+0.8			+840.968	0
D		-0.3			+129.379			-711.585	

- Toiture :

Tableau III.12 : récapitulation des pressions sur la toiture.

		Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{j2}$ (N/m <sup>2</sup> )
Toiture	V1	A	0.91	847.381	0.4	-0.5	+0.8	+694.005	-308.446
		B			-1			-385.55	-1388.010
		C			-0.4			+77.111	-925.340
	V2	F	0.89	847.381	-1.1	-0.5	+0.8	-452.501	-1432.921
		G			-1.4			-678.752	<b>-1659.171</b>
		H			-0.8			-266.250	-1206.670
		I			-0.5			0	-980.419

### III.2.2- calcul de force de frottement $F_{fr}$ :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent il faut que les rapports  $d/b \geq 3$  et  $d/h \geq 3$  soient vérifiés.

- Pour V1 :

$$\begin{cases} b = 41.1 \text{ m} \\ d = 70.2 \text{ m} \\ h = 30.8 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{70.2}{41.1} = 1.7 \\ \frac{d}{h} = \frac{70.2}{30.8} = 2.27 \end{cases}$$

- Pour V2 :

$$\begin{cases} b = 70.2 \text{ m} \\ d = 41.1 \text{ m} \\ h = 30.8 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{41.1}{70.2} = 0.585 \\ \frac{d}{h} = \frac{41.1}{30.8} = 1.334 \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc les forces de frottement ne sont pas prises en compte.

### III.2.3- Calcul de force résultante $R$ :

La force résultante  $R$  se décompose en :

$F_W$  : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales et la composante horizontale des force appliquées à la toiture.

$F_U$  : la composante verticale des force appliquées à la toiture.

$$R = \Sigma (q_j \times S_j) + \Sigma F_{frj}$$

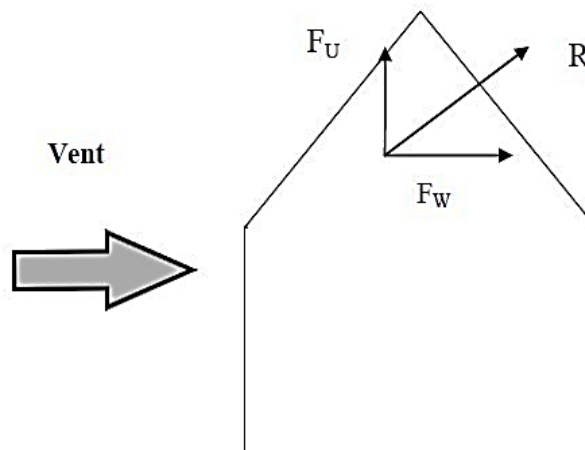


Figure III.09 : force résultante sur les constructions.

Les tableaux suivants résument les calculs de force de deux composantes  $F_W$  et  $F_U$  :

- Selon V1 :

Tableau III.13 : composantes de force résultante R dans la direction 1 du vent.

Zone	Niveau	$S_j$ (m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$F_W$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_U$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>D</b>	RDC	443.88	691.799	307.075	0
	1 <sup>er</sup> étage		691.799	307.075	
	2 <sup>-ème</sup> étage		691.799	307.075	
	3 <sup>-ème</sup> étage		691.799	307.075	
	4 <sup>-ème</sup> étage		693.135	307.668	
	5 <sup>-ème</sup> étage		756.916	335.979	
	6 <sup>-ème</sup> étage		812.742	360.759	
	7 <sup>-ème</sup> étage		859.867	381.677	
<b>E</b>	RDC	875.43	-585.368	-512.448	0
	1 <sup>er</sup> étage		-585.368	-512.448	
	2 <sup>-ème</sup> étage		-585.368	-512.448	
	3 <sup>-ème</sup> étage		-585.368	-512.448	
	4 <sup>-ème</sup> étage		-586.498	-513.437	
	5 <sup>-ème</sup> étage		-640.467	-560.684	
	6 <sup>-ème</sup> étage		-687.705	-602.037	
	7 <sup>-ème</sup> étage		-727.579	-636.944	
<b>A</b>	Toiture	970.782	-308.446	0	-299.433
<b>B</b>		1475.079	-385.558		-568.728
<b>C</b>		917.352	-925.340		-848.862

- Selon V2 :

Tableau III.14 : composantes de force résultante R dans la direction 2 du vent.

Zone	Niveau	$S_j$ (m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$F_W$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_U$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>D</b>	RDC	266.760	676.595	180.488	0
	1 <sup>er</sup> étage	266.760	676.595	180.488	
	2 <sup>-ème</sup> étage	266.760	676.595	180.488	
	3 <sup>-ème</sup> étage	244.112	676.595	165.164	
	4 <sup>-ème</sup> étage	237.863	677.901	161.247	
	5 <sup>-ème</sup> étage	220.564	740.280	163.279	
	6 <sup>-ème</sup> étage	195.387	794.872	155.307	
	7 <sup>-ème</sup> étage	156.616	840.968	131.709	
<b>E</b>	RDC	266.760	-572.503	-152.720	0



<b>E</b>	1 <sup>er</sup> étage	266.760	-572.503	-152.720	0
	2 <sup>-ème</sup> étage	266.760	-572.503	-152.720	
	3 <sup>-ème</sup> étage	244.112	-572.503	-139.754	
	4 <sup>-ème</sup> étage	237.863	-543.608	-129.304	
	5 <sup>-ème</sup> étage	220.564	-626.391	-138.159	
	6 <sup>-ème</sup> étage	195.387	-672.590	-131.415	
	7 <sup>-ème</sup> étage	156.616	-711.589	-11.446	
<b>F</b>	Toiture	94.864	-1432.912	0	-135.932
<b>G</b>		121.352	-1659.171		-201.343
<b>H</b>		864.864	-1206.670		-1043.605
<b>I</b>		361.530	-980.419		-354.450

Tableau III.15 : composantes de force résultante R pour tous les niveaux.

Niveau	V1		V2	
	$F_W$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_W$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_U$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	-205.373	0	27.768	0
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	-205.373		27.768	
<b>2<sup>-ème</sup> étage</b>	-205.373		27.768	
<b>3<sup>-ème</sup> étage</b>	-205.373		25.410	
<b>4<sup>-ème</sup> étage</b>	-205.769		31.943	
<b>5<sup>-ème</sup> étage</b>	-224.705		25.120	
<b>6<sup>-ème</sup> étage</b>	-241.278		23.892	
<b>7<sup>-ème</sup> étage</b>	-255.267		20.263	
<b>Toiture</b>	0	-1717.023	0	-1735.33

### III.3- Effet de neige :

Un bâtiment doit résister aux actions auxquelles il est soumis pendant sa durée de vie. Dans cette partie, on a déterminé les charges de neige sur la toiture à partir de l'épaisseur de neige au sol. Le manteau neigeux évolue en fonction de l'altitude, et des conditions météorologiques. Dans certaines régions, des précipitations exceptionnelles peuvent survenir. Sur une toiture, la neige peut être distribuée de différentes manières en fonction de sa forme, de sa pente, mais aussi de son exposition.

#### III.3.1- Charge des neiges sur les toitures :

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

$\mu$  : coefficient de forme.

$S_k$  : représente la charge de neige sur le sol en fonction de zone de neige et l'altitude par rapport au niveau de mer.

- **Charge de neige sur le sol  $S_k$ :**

Selon la carte de neige de le **RNVA99**, Bordj Bou Arreridj est parmi les wilayas qui sont sous la zone de neige **A**, la wilaya à une altitude égale à 906 m par rapport au niveau de la mer, et par conséquent, la charge caractéristique de neige sur le sol est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

$$S_k = \frac{0.07 \times 906 + 15}{100} = 0.784 \text{ kN/m}^2$$

- **Coefficient de forme :**

Pour la toiture qu'elle similaire de forme de voute (toiture cylindrique) il y a lieu de considérer les charges de neige uniformes ou asymétriques comme il est indiqué dans la figure III.10.

Selon le **RNVA99**, les coefficients de forme sont :

$$\begin{cases} \mu_1 = 0.8 \\ \mu_2 = 0.2 + \left(\frac{10h}{l}\right) \text{ avec } \mu_2 \leq 2.0 \\ \mu_3 = 0.5\mu_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.8 \\ \mu_2 = 2 \\ \mu_3 = 1.581 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} S_1 = 0.62 \text{ kN/m}^2 \\ S_2 = 1.568 \text{ kN/m}^2 \\ S_3 = 1.23 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

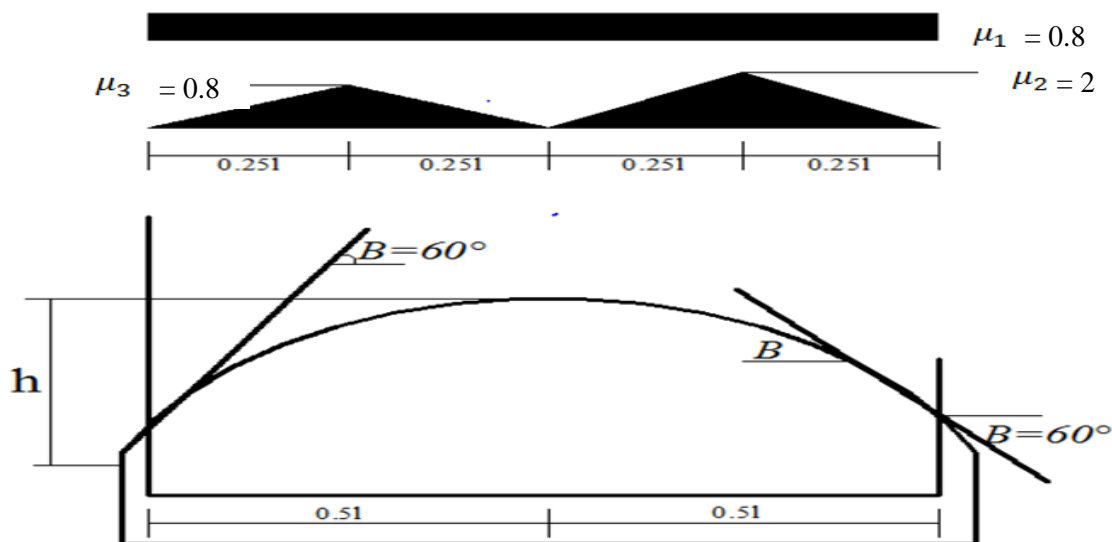


Figure III.10 : coefficient de forme pour les toitures de forme cylindrique.

A partir les calculs de la charge due à l'accumulation de neige sur les toitures, on adopte la valeur la plus défavorable qui est donné en fonction de coefficient de forme  $\mu_2$  :

$$S_2 = 1.568 \text{ kN/m}^2.$$

# *CHPITRE IV :*

## *Etude des éléments de l'enveloppe*

- Introduction.
- Etude des pannes.
- Etude des liernes.
- Fermes cintrées.
- Lisse bardage.

### IV.1- Introduction :

Les éléments de l'enveloppe d'un bâtiment en charpente métallique ou mixte, sont les éléments de construction constituant essentiellement la toiture et les façades. Ce terme ne qualifie pas l'importance de l'élément, mais son ordre de l'apparition dans le processus de la construction. En effet ces derniers sont d'importance que les éléments principales (poteaux, poutres) et doivent être prise en considération dès le début de la conception globale, car ils peuvent influencer le choix de la structure porteuse principale.

### IV.2- Etude des pannes :

#### IV.2.1- Matériaux de couverture :

La couverture est constituée des panneaux sandwich **ONDATHERM 1040 TS cintrée** accompagnés par des bandes vitrées au-dessus de l'atrium, la couverture comporte aussi les panneaux photovoltaïques, les informations techniques de ces derniers sont les suivantes :

- Panneau sandwich **ONDATHERM 1040 TS cintré** :

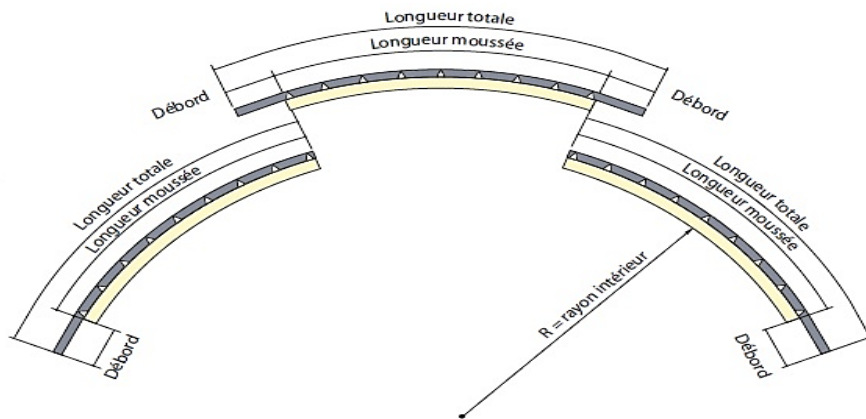


Figure IV.01 : panneau sandwich **ONDATHERM 1040 TS cintré** [3].

Tableau IV.01 : caractéristiques géométriques de **ONDATHERM 1040 TS cintré**.

<b>Epaisseur nominale de l'âme (mm)</b>	30
<b>Largeur utile (mm)</b>	1000
<b>Largeur hors tout (mm)</b>	1080
<b>Longueur maximale hors tout (mm)</b>	16000
<b>Poids (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>12.9</b>

- Panneau photovoltaïque **IBC MonoSol 290** :

Tableau IV.02 : donnée technique de **IBC MonoSol 290**.

<b>Dimension (L×L×H) (mm)</b>	1640×992×40
<b>Capacité de charge (Pa)<sup>2</sup></b>	5400
<b>Frame</b>	Aluminium anodisé
<b>Cellules (6×10)</b>	Silicium monocristallin
<b>Poids (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>18.5</b>

- Bande triple vitrée sGG **PLANITHERM LUX** :

Tableau IV.03 : fiche technique de sGG **PLANITHERM LUX**.

<b>Composition (mm)</b>	4(14) 4(14) 4
<b>Epaisseur (mm)</b>	40
<b>Facteur solaire g</b>	0.62
<b>Coefficient <math>U_g</math> (W/(m<sup>3</sup>.K))</b>	0.7
<b>Argon 85%</b>	
<b>Poids (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>30</b>

Le tableau suivant résume les charges permanentes de couverture agissantes sur les pannes :

Tableau IV.04 : charge permanente de couverture (bande non vitré).

Type	Epaisseur en m	Charge permanente en KN/m <sup>2</sup>
<b>Panneau photovoltaïque+ accessoires de fixation</b>	0.04	0.2
<b>Panneau sandwich</b>	0.03	0.13
<b>Revêtement sous toiture (plaque en plâtre)</b>	0.02	0.18
<b>G</b>		<b>0.51</b>

#### IV.2.2- Espacement entre les pannes :

L'espacement entre les pannes est en fonction de la portée admissible de couverture, dans notre cas, l'espacement est lié à la dépression dû au vent  $V_{max}$  et la longueur de corde C comme il est indiqué dans la figure suivante :

$$V_{max} = -166 \text{ daN/m}^2$$

$$C = 1.95 \text{ m}$$

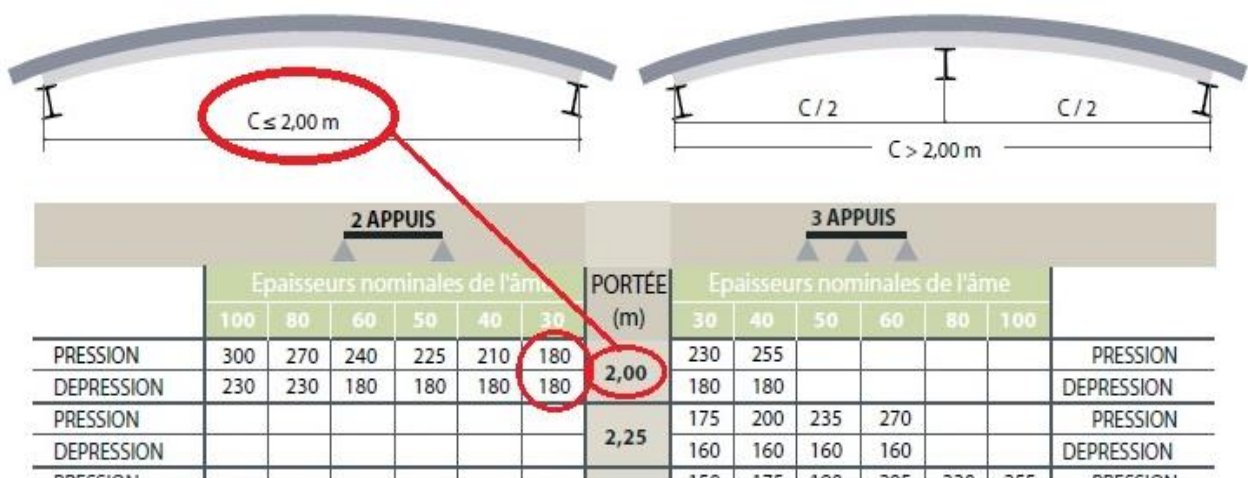


Figure IV.02 : critère de choix panneau sandwich **ONDATHERM 1040 TS cintrée**.

La disposition totale des pannes est uniforme, et comme suite :

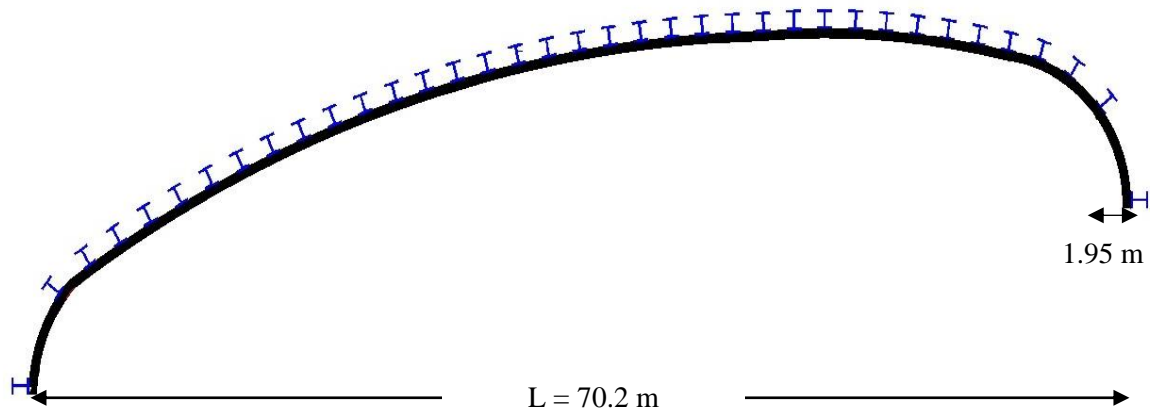


Figure IV.03 : position de toutes les pannes.

#### IV.2.3- Détermination des sollicitations :

- **Données :**

Pour les pannes les plus sollicitées :

- Espacement entre les pannes  $e = 4.145 \text{ m}$ .
- La pente (l'angle qui fait par la tangente et l'horizontale)  $\alpha = 52^\circ$ .
- Espacement maximale entre les fermes égale à  $4.6 \text{ m}$ .
- La nuance de l'acier utilisé  $f_y = 355 \text{ MPa}$ .
- Coefficient de sécurité  $\gamma_{M0} = 1.1$ .

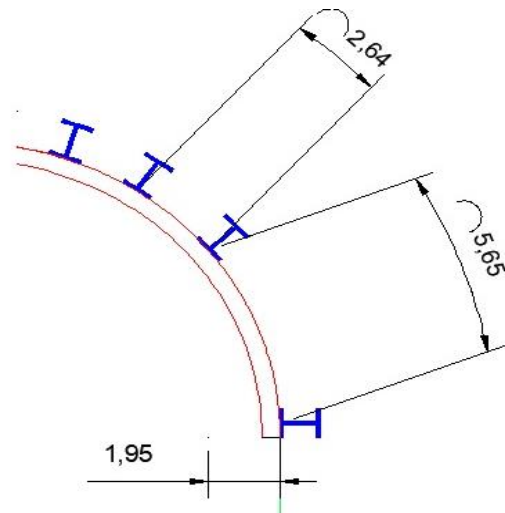


Figure IV.04 : panne plus sollicitée.

- **Evaluation des charges :**

- Charge permanente  $G$  :

D'après le tableau IV.04, la charge permanente égale à  $0.51 \text{ kN/m}^2$ , en additionnant le poids propre de panne estimé :  $0.187 \text{ kN/ml}$ .

- Charge d'exploitation :

La charge uniformément répartie  $P$  due aux surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux due à  $P$  et aux surcharge ponctuelle  $P'$  :

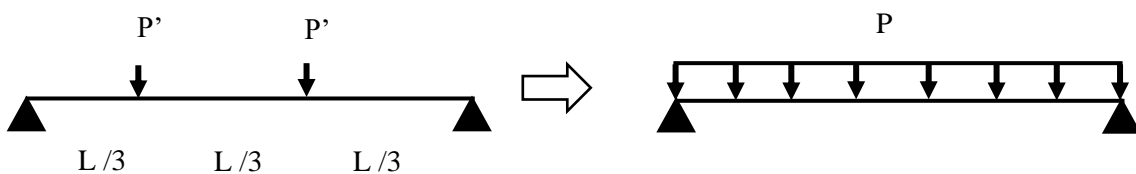


Figure IV.05 : charge d'entretien.

$$M_{max} = \frac{P'L}{3} = \frac{PL^2}{8} \quad ; \quad P = \frac{8P'}{3L}$$

Avec  $L$  : représente la portée entre axe de pannes.

Pour  $L = 4.6 \text{ m}$  la valeur de  $P$  égale à **0.6 kN/ml**.

- Charge neige :

La charge de neige calculé selon le **RNVA99** :  $N = 1.568 \text{ kN/m}^2$  sans projection.

Avec projection selon l'angle qui faite par la tangent et l'horizontale  $\alpha = 52^\circ$  :

$$N = \frac{1.568}{\cos 52} = 2.55 \text{ kN/m}^2$$

- Pression dû au vent :

La dépression maximale de vent sur la toiture  $V_{max} = -1.66 \text{ kN/m}^2$ .

#### IV.2.4- les combinaisons :

• ELU :

$$Q_1 = 1.35G + 1.5P = 1.35 [(0.51 \times 4.145) + 0.187] + (1.5 \times 0.6)$$

$$Q_1 = 4 \text{ kN/ml}$$

$$Q_2 = 1.35G + 1.5N = 1.35[(0.51 \times 4.145) + 0.187] + 1.5(2.55 \times 4.145)$$

$$Q_2 = 18.95 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{3y} = 1.35G_y = 1.35((0.51 \times 4.145) + 0.187) \times \sin 52$$

$$Q_{3y} = 2.45 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{3z} = G_z + 1.5V = ((0.51 \times 4.145) + 0.187) \times \cos 52 - (1.5 \times 1.66 \times 4.145)$$

$$Q_{3z} = -8.9 \text{ kN/ml}$$

• ELS :

$$Q_1 = G + P = (0.51 \times 4.145) + 0.187 + 0.6 = 2.9 \text{ kN/ml}$$

$$Q_2 = G + N = (0.51 \times 4.145) + 0.187 + (2.55 \times 4.145) = 12.87 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{3y} = G_y = ((0.51 \times 4.145) + 0.187) \times \sin 52 = 1.81 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{3z} = G_z + V = ((0.51 \times 4.145) + 0.187) \times \cos 52 - (1.66 \times 4.145) = -5.46 \text{ kN/ml}$$

La combinaison  $Q_2$ , soit en ELU ou ELS, donne les valeurs les plus défavorable :

$$\text{En ELU : } \begin{cases} Q_{2y} = Q_2 \sin 52 = 14.93 \text{ kN/ml} \\ Q_{2z} = Q_2 \cos 52 = 11.67 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\text{En ELS : } \begin{cases} Q_{2y} = Q_2 \sin 52 = 10.14 \text{ kN/ml} \\ Q_{2z} = Q_2 \cos 52 = 7.92 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

#### IV.2.5- Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire simultanément les deux conditions suivantes :

Condition de résistance :

$$\left( \frac{M_{Sd.y}}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Sd.z}}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1$$

Condition de flèche :

$$f_{y,z} \leq f_{adm}$$

- **À la condition de résistance :**

Les profilés laminés en I ou en H sont généralement de classe 1 ou 2 donc :

$$\beta = 1 ; \alpha = 2$$

Calcul des moments :



Figure IV.06 : disposition des liernes.

$$M_{Sd.y} = \frac{Q_z l^2}{8} = \frac{11.67 \times 4.6^2}{8} = 30.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.z} = \frac{Q_y (l/2)^2}{8} = \frac{14.93 \times 2.3^2}{8} = 9.87 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.y} \leq (M_{pl.y} = W_{pl.y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

Ce qui implique :

$$W_{pl.y} \geq \frac{M_{Sd.y} \times \gamma_{M0}}{f_y} ; W_{pl.y} \geq \frac{30.86 \cdot 10^{-3} \times 1.1}{355}$$

$$W_{pl.y} \geq 95.62 \text{ cm}^3$$

$$M_{Sd.z} \leq (M_{pl.z} = W_{pl.z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

Ce qui implique :

$$W_{pl.z} \geq \frac{M_{Sd.z} \times \gamma_{M0}}{f_y} ; W_{pl.z} \geq \frac{9.87 \cdot 10^{-3} \times 1.1}{355}$$

$$W_{pl.z} \geq 30.58 \text{ cm}^3$$



On choisit **IPE 180** :

Tableau IV.05 : caractéristique de l'**IPE 180**.

IPE 180						
h mm	b mm	tw mm	tr mm	r mm	d mm	
180	91	5.3	8	9	146	
G Kg	A cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> cm	
18.8	23.9	1317	7.42	100.9	2.05	
A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>		W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>		W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>		
11.25		166.4		34.6		

- Vérification de la condition de résistance :

Le poids propre de l'**IPE 180** est inclus sous le poids de panne estimé, donc :

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 51.7 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 11.16 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Sd,z}}{M_{plz}}\right)^\beta = \left(\frac{30.86}{53.70}\right)^2 + \left(\frac{9.87}{11.16}\right)^1 = 1.21$$

..... **La condition est non vérifiée.**

Le profilé résulte est aussi grand on choisit de pas augmenter de la section, la solution est de changer la disposition des liernes :



Figure IV.07 : la nouvelle disposition des liernes.

Alors :

$$M_{Sd,y} = \frac{Q_z l^2}{8} = \frac{11.67 \times 4.6^2}{8} = 30.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd,z} = \frac{Q_y (l/3)^2}{8} = \frac{14.93 \times 1.53^2}{8} = 4.63 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{M_{Sd.y}}{M_{pl.y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Sd.z}}{M_{pl.z}}\right)^\beta = \left(\frac{30.86}{53.70}\right)^2 + \left(\frac{4.63}{11.16}\right)^1 = 0.745$$

..... La condition est vérifiée.

• Aux conditions de flèche :

$$f_{adm y} = \frac{(l/3)}{200} = \frac{153}{200} = 0.765 \text{ cm}$$

$$f_{adm z} = \frac{l}{200} = \frac{460}{200} = 2.3 \text{ cm}$$

Calcul des flèches :

$$f_{y \max} = \frac{5}{384} \frac{Q_{2y} (l/3)^4}{E I_z} = \frac{5}{384} \frac{10.14 \times 10^{-3} \times 1.53^4}{2.1 \times 10^5 \times 100.9 \times 10^{-8}} = 0.34 \text{ cm}$$

$$f_{z \max} = \frac{5}{384} \frac{Q_{2z} l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{7.92 \times 10^{-3} \times 4.6^4}{2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^{-8}} = 1.66 \text{ cm}$$

..... Les deux conditions de flèches sont satisfaites.

#### IV.2.6- Vérification au cisaillement :

La vérification de l'effort tranchant se fait pour satisfait la condition suivante :

$$V_{Sd.z} < V_{plz.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Avec :

$A_{vz}$  : représente l'aire de cisaillement retirée d'après le tableau IV.05.

Pour IPE 180 :  $A_{vz} = 11.25 \text{ cm}^2$

$$V_{Sd.z} = \frac{Q_{2z} l}{2} = 11.67 \frac{4.6}{2} = 26.77 \text{ kN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{11.25 \times 10^{-4} \times 355}{\sqrt{3} \times 1.1} = 209.61 \text{ kN}$$

..... La condition est vérifiée.

#### IV.2.7- Vérification vis-à-vis déversement :

$$Q_{3y} = 1.35 G_y = 1.35((0.51 \times 4.145) + 0.187) \times \sin 52$$

$$Q_{3y} = 2.45 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{3z} = G_z + 1.5 V = ((0.51 \times 4.145) + 0.187) \times \cos 52 - (1.5 \times 1.66 \times 4.145)$$

$$Q_{3z} = -8.9 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y \text{ sd}} = \frac{Q_{z3} l^2}{8} = \frac{8.9 \times 4.6^2}{8} = 23.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{z \text{ sd}} = \frac{Q_y (l/3)^2}{8} = \frac{2.45 \times 1.53^2}{8} = 0.72 \text{ kN.m}$$

Il faut vérifiée que :

$$\frac{M_y}{M_{b.Rd}} + \frac{M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

D'où :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply}$$

$\beta_w$  : 1 pour les sections de classe 1 et 2.

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction.

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

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

Le coefficient de réduction dépend de l'élancement  $\bar{\lambda}_{LT}$ , qui est en fonction de moment critique de déversement  $M_{cr}$ , et de coefficient d'imperfection  $\alpha_{LT}$ .

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

Où :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Donc

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 76.05$$

L'élancement  $\lambda_{LT}$  pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante (annexe F de **EC3**) :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$C_1$  : est le coefficient qui tient compte le cas de chargement et les conditions des appuis, donné par la relation suivante :

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = 0$$

$$C_1 = 1.88$$

Ce qui résulte :

$$\lambda_{LT} = \frac{153/2.05}{1.88^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{153/2.05}{18/0.8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 48.8$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = \frac{48.8}{76.05} = 0.64$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21 (0.64 - 0.2) + 0.64^2]$$

$$\phi = 0.75$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.75 + \sqrt{0.75^2 - 0.64^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.88$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply} = 0.88 \times 53.7 = 47.25 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_y}{M_{b.Rd}} + \frac{M_z}{M_{plz}} = \frac{23.54}{47.25} + \frac{0.72}{11.16} = 0.56$$

..... **La condition est vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section **IPE 180** est appropriée pour les pannes.

### IV.3- Etude des liernes :

Pour la nécessité de protéger les pannes en flexion dans le plan faible et d'éviter ces déformations latérales, notamment si la pente devient importante, on met en place des liernes qui fonctionnent comme des tirants, en traction. Les liernes sont des éléments portent généralement la forme de barres rondes ou des petites cornières et parfois des profilés creux.

La présence d'un lierne centrale permet donc de passer à un modèle sur 3 appuis pour la flexion dans l'inertie faible. Le moment maximal est divisé par 4, pour notre cas, on a mis en place deux liernes aux tiers points.

### IV.3.1- Calcul des efforts maximale revenant aux liernes :

La réaction R au niveau de lierne :

$$R = 1.25 \times Q_{2y} \times \frac{l}{3} = 28.55 \text{ kN}$$

Donc, l'effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_1$  provenant de la panne de rives est comme suit :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{28.55}{2} = 14.28 \text{ kN}$$

De la même manière pour les tronçons qui restent :

Effort dans tronçon  $L_2$  :

$$T_2 = R + T_1 = 28.55 + 14.28 = 42.83 \text{ kN}$$

Effort dans tronçon  $L_3$  :

$$T_3 = R + T_2 = 28.55 + 42.83 = 71.38 \text{ kN}$$

Effort dans diagonale  $L_4$  :

$$2 T_4 \sin \theta = T_3$$

$$\theta = \arctg \frac{2}{1.53} = 52.58^\circ$$

Donc :

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{71.38}{2 \times \sin 52.58} = 44.93 \text{ kN}$$

### IV.3.2- Dimensionnement des liernes :

Depuis la détermination des efforts de traction des liernes, le tronçon  $L_3$  est le plus sollicité. Pour les éléments tendus il faut vérifier :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

Donc il faut :

$$T_3 \leq \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Depuis la relation de vérification, on obtient :

$$A \geq \frac{T_3 \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{71.38 \times 10^{-3} \times 1.1}{235} = 3.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

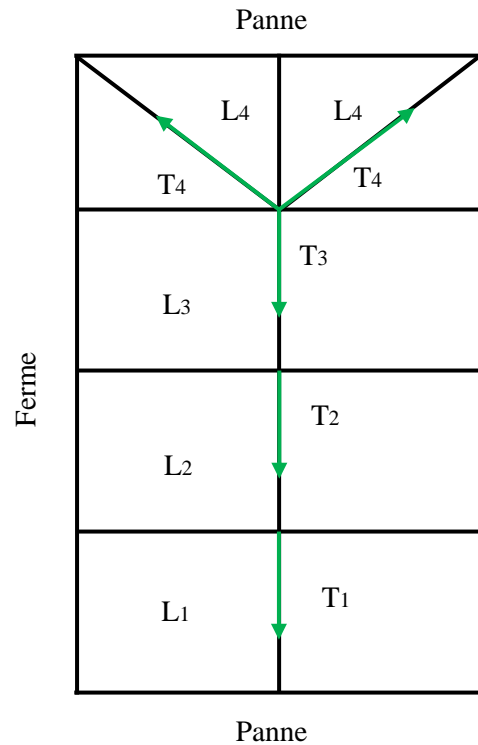
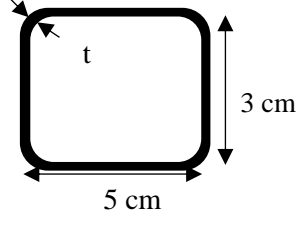


Figure IV.08 : efforts de tractions des tronçons.

On choisit profilé creux rectangulaire  $50 \times 30$  avec  $A = 4.13 \text{ cm}^2$ .

Tableau IV.06 : caractéristique de section choisit pour les liernes.

Section des liernes					
Dimensions mm		t mm		A cm <sup>2</sup>	G Kg/m
50	30	3		4.13	3.24
I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm	W <sub>el y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>el z</sub> cm <sup>3</sup>
12.34	5.52	1.72	1.16	4.94	3.68



#### IV.4- Fermes cintrées :

Le ferme est un élément des portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, leur fonctionnement principal est de supporter les pannes, est de transmettre les efforts aux poteaux.

##### IV.4.1- Dimensionnement des fermes :

Les fermes sont dimensionnées pour satisfaire la condition de résistance :

$$\left(\frac{M_{Sd.y}}{M_{pl y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Sd.z}}{M_{pl z}}\right)^\beta \leq 1$$

Les profilés laminés en I, en H ; sont généralement de classe 1 ou 2 donc :

$$\beta = 1 ; \alpha = 2$$

- **Les moments :**

D'après la modélisation de la structure par **SAP2000**, on obtient les valeurs maximales des moments :

$$M_{Sd.y} = 165.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.z} = 35.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.y} \leq (M_{pl y} = W_{pl y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

Ce qui implique :

$$W_{pl y} \geq \frac{M_{Sd.y} \times \gamma_{M0}}{f_y} ; W_{pl y} \geq \frac{165.53 \cdot 10^{-3} \times 1.1}{355}$$

$$W_{pl y} \geq 512.9 \text{ cm}^3$$

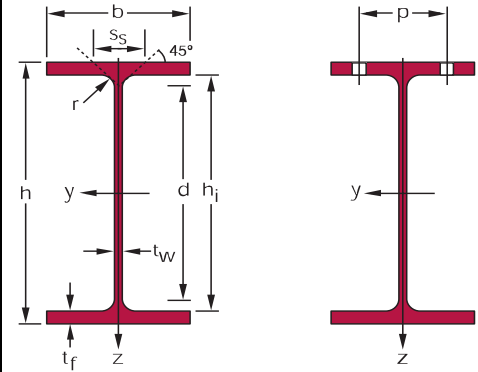
$$M_{Sd.z} \leq (M_{pl z} = W_{pl z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$W_{plz} \geq \frac{M_{Sd.z} \times \gamma_{M0}}{f_y} ; W_{plz} \geq \frac{35.24 \cdot 10^{-3} \times 1.1}{355}$$

$$W_{plz} \geq 109.19 \text{ cm}^3$$

On choisit **IPE O 330**.

Tableau IV.07 : caractéristique de l'**IPE O 330**.

IPE O 330						
h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	r mm	d mm	
334	162	8.50	13.50	18	271	
G Kg	A cm <sup>2</sup>	I_y cm <sup>4</sup>	i_y cm	I_z cm <sup>4</sup>	i_z cm	
57	72.60	13910	13.84	360.40	3.64	
A_vz cm <sup>2</sup>		W_{ply} cm <sup>3</sup>		W_{plz} cm <sup>3</sup>		
63.50		942.80		185.00		

• **Vérification de condition de résistance :**

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 304.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 59.70 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{M_{Sd.y}}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Sd.z}}{M_{plz}}\right)^\beta = \left(\frac{165.53}{304.26}\right)^2 + \left(\frac{35.24}{59.70}\right)^1 = 0.89$$

..... La condition est vérifiée.

**IV.4.2- Vérification au cisaillement :**

La vérification de l'effort tranchant se fait par :

$$V_{Sd.z} < V_{plz.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Avec :

Pour **IPE O 330** :  $A_{vz} = 25.68 \text{ cm}^2$ .

D'après les résultats de modélisation, l'effort tranchant maximale à pour valeur :

$V_{Sd.z} = 63.50 \text{ kN}$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{25.68 \times 10^{-4} \times 355}{\sqrt{3} \times 1.1} = 478.48.61 \text{ kN}$$

$$V_{Sd.z} < V_{plz.Rd}$$

..... La condition est vérifiée.

#### IV.4.3- Vérification vis-à-vis déversement :

A partir la modélisation des fermes dans le logiciel **SAP2000**, les valeurs les plus défavorable tirées sont comme suit :

$$M_{Sd.y} = 165.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.z \text{ corp}} = 1.46 \text{ kN.m}$$

Il faut vérifiée :

$$\frac{M_{Sd.y}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{Sd.z}}{M_{plz}} \leq 1$$

Avec :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply}$$

$\beta_w$  : 1 pour les sections de classe 1 et 2.

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction.

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

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2)] + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

Pour les profils laminés :  $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Alors :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 76.05$$



L'élanement  $\lambda_{LT}$  pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$C_1$  : est le coefficient qui tient compte le cas de chargement et les conditions des appuis, donné par la relation suivante :

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = 0$$

$$C_1 = 1.88.$$

Les pannes sont intégrées dans les fermes, donc elles fonctionnent comme des appuis dans le plan de diversement des fermes, avec la distance, entre appuis de l'arc, la plus grande est :

$$L = 5.65m.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{565/3.64}{1.88^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{565/3.64}{33.4/1.35} \right)^2 \right]^{0.25}} = 86.25$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = \frac{86.25}{76.05} = 1.14$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21 (1.14 - 0.2) + 1.14^2]$$

$$\phi = 1.25$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1.25 + \sqrt{1.25^2 - 1.14^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.58$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{pl.y} = 176.47 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{Sd.y}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{Sd.z}}{M_{pl.z}} = 0.96$$

..... **La condition est vérifiée.**

Puisque toutes les vérifications des fermes sont satisfaites, la section **IPE O 330** est convenable.

#### **IV.5- Lisse bardage :**

Les lisses bardages sont des éléments secondaires reprennent les sollicitations dû au vent, ces derniers sont généralement des profilés en U, en I, et parfois des profilés creux, elles sont prévues sur les façades pignon et long-pan afin de fixation et support le bardage.

Les lisses de bardages sont simplement appuyées sur les poteaux, comportent des tirants à mi-portée pour minimiser leur déformation.

#### IV.5.1- Matériau de bardage et l'espacement entre les lisses :

Le bardage est constitué d'un panneau sandwich **ONDATHERM 1040 TS**, les façades principales comportent aussi les bandes de verre utilisé dans la toiture.

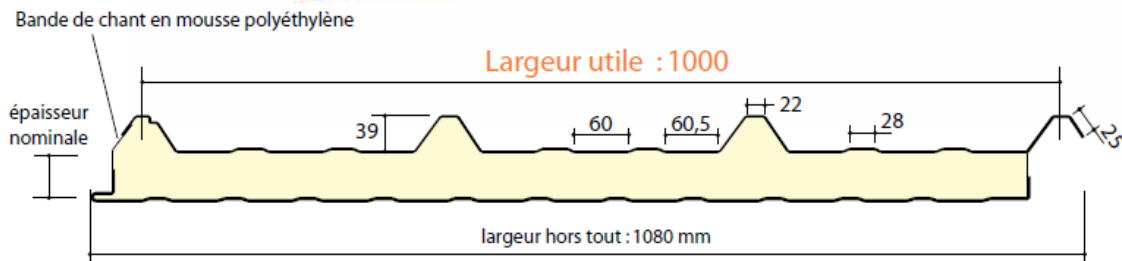


Figure IV.09: panneau sandwich **ONDATHERM 1040 TS** [3].

Tableau IV.08 : caractéristiques géométriques de **ONDATHERM 1040 TS**.

<b>Épaisseur nominale de l'âme (mm)</b>	80
<b>Largeur utile (mm)</b>	1000
<b>Largeur hors tout (mm)</b>	1080
<b>Longueur maximale hors tout (mm)</b>	16000
<b>Poids (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>14.5</b>

- **L'espacement :**

Selon la conception du bâtiment, les lisses sont posées au bord de chaque extrémité d'hauteur d'étage. On a vérifié l'espacement entre les lisses en fonction de la portée admissible de bardage utilisé, et à la dépression et pression due au vent sur les parois.

Hauteur d'étage maximale  $H = 3.8 \text{ m}$ .

La portée de lisse égale à  $4 \text{ m}$  et l'épaisseur nominale de l'âme  $80 \text{ mm}$ , on a :

Dépression maximale du au vent calculé (voir chapitre III. Tableau III.10)

$$V_{max} = -166.05 \text{ daN/m}^2$$

Dépression admissible de panneau fourni par le tableau de fiche technique (annexe) :

$$V_{adm} = -170 \text{ daN/m}^2$$

Pression maximale du au vent calculé :

$$V'_{max} = 85.9 \text{ daN/m}^2$$

Pression admissible de panneau :

$$V'_{adm} = 130 \text{ daN/m}^2$$

L'espacement choisit est approprié.

**IV.5.2- Calcul des sollicitations :**

- Evaluation des charges :**

Les lisses sont soumises à la flexion biaxiale sous l'effet des charges suivants :

- Charge permanente :

Tableau IV.09 : charge permanente agissant sur les lisses.

	Epaisseur en m	Charge permanente en KN/m <sup>2</sup>
<b>Panneau sandwich</b>	0.08	0.145
<b>Accessoires de pose</b>	-	0.005
<b>Poids propre de lisse estimé</b>	-	0.1

$$Q_y = G = \left[ (0.145 + 0.005) \times \left( \frac{3.8}{2} + \frac{3.5}{2} \right) \right] + 0.1 = \mathbf{0.65 \text{ kN/ml}}$$

- Charge climatique :

Pression du au vent :

$$Q_z = V = 1.66 \times 2.65 = \mathbf{4.67 \text{ kN/ml}}$$

**IV.5.3- Dimensionnement :**

Le dimensionnement des lisses se fait par la condition de flèche admissible puis la vérification de profilé obtenu selon le critère de résistance.

- Condition de flèche :**

Il faut vérifier que :

$$f_{max\ x,y} \leq f_{adm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_z l^4}{E I_y} \leq \frac{l}{200}$$

Ou  $l$  : représente la portée de lisse de bardage.

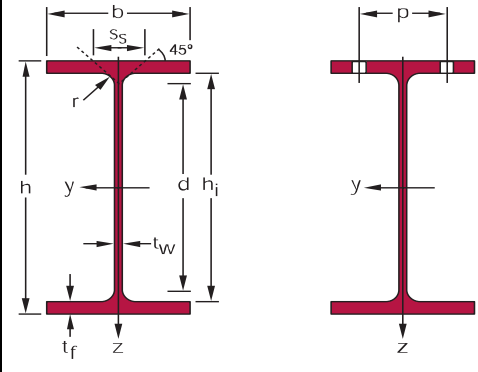
D'après l'inégalité :

$$I_y = \frac{1000}{384} \frac{Q_z l^3}{E} = \frac{1000}{384} \frac{4.67 \cdot 10^{-3} \times 7.8^3}{2.1 \times 10^5} = 2748.21 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 220**.

Tableau IV.10 : caractéristique de IPE 220.

IPE 220					
h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	d mm
220	110	5.90	9.20	12	177.60
G Kg	A cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> cm
2620	33.40	2772	9.11	204.9	2.48
A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>		W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>		W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	
15.88		285.4		58.11	



On engendre le poids propre de profilé et on obtient :

$$Q_y = G = \left[ (0.145 + 0.005) \times \left( \frac{3.8}{2} + \frac{3.5}{2} \right) \right] + 0.26 = 0.81 \text{ kN/ml.}$$

La disposition des tirants au centre de lisse offre la réduction de flèche avec :

$$l = 7.8/3 = 3.9 \text{ m}$$

$$f_{admz} = \frac{l}{200} = 0.0195 \text{ m}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.81 \cdot 10^{-3} \times 3.9^4}{2.1 \cdot 10^5 \times 204.9 \cdot 10^{-8}} = 0.0056 \text{ m} < f_{admy}$$

..... La condition est vérifiée.

- **Vérification à la condition de résistance :**

$$\left( \frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les profilés laminés en I, en H :

$$\beta = 1 ; \alpha = 2$$

Les moments :

$$M_{Sd,y} = 1.5 Q_z \frac{l^2}{8} = 53.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd,z} = 1.35 \frac{Q_y (l/2)^2}{8} = 2.31 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 285.4 \times 10^{-6} \times \frac{355}{1.1} = 92.10 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 58.11 \times 10^{-6} \times \frac{355}{1.1} = 18.75 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{53.27}{92.10}\right)^2 + \left(\frac{2.31}{18.75}\right)^1 = 0.46$$

..... La condition est vérifiée.

#### IV.5.4- Vérification vis-à-vis cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$V_{Sd.z} < V_{plz.Rd}$$

Avec :

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Pour **IPE 220** :  $A_{vz} = 15.88 \text{ cm}^2$ .

$$V_{Sd.z} = \frac{Q_z l}{2} = 4.67 \times \frac{7.8}{2} = 18.12 \text{ kN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{15.88 \times 10^{-4} \times 355}{\sqrt{3} \times 1.1} = 295.88 \text{ kN}$$

$$V_{Sd.z} < V_{plz.Rd}$$

..... La condition est vérifiée.

#### IV.5.5- Vérification vis-à-vis déversement :

Il faut vérifiée :

$$\frac{M_{Sd.y}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{Sd.z}}{M_{plz}} < 1$$

Avec :

$$M_{Sd.y} = 53.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.z} = 2.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply}$$

$$\beta_w = 1$$

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

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2)] + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

Pour les profils laminés :  $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

Où :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon = 93.9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9 \times 0.81 = 76.05$$

L'élanement  $\lambda_{LT}$  pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = 0$$

$$C_1 = 1.88.$$

$$L = 7.8 \text{ m.}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{390/2.48}{1.88^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{390/2.48}{22/0.92} \right)^2 \right]^{0.25}} = 86.01$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = \frac{86.01}{76.05} = 1.13$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21 (1.13 - 0.2) + 1.13^2]$$

$$\phi = 1.23$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1.23 + \sqrt{1.23^2 - 1.13^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.68$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply} = 62.62 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_y}{M_{b.Rd}} + \frac{M_z}{M_{plz}} = 0.85 + 0.12 = 0.97$$

..... **La condition est vérifiée.**

On conclure donc, que le profilé **IPE 220** est approprié pour les lisses de bardage.

# *CHPITRE V :*

## *Etude des planchers*

- Introduction.
- Partie I : plancher mixte.
- Partie II : Calcul de la dalle pleine.

### V.1- Introduction :

Ce chapitre fait l'objectif de deux parties, la première est consacrée à l'étude d'un nouveau type de plancher mixte mince à poutre, en profilé reconstitué soudé (PRS), intégrée au plancher. La deuxième partie est pour l'étude de la dalle pleine.

### V.2- Partie I : plancher mixte :

Les planchers mixtes acier-béton armé, comme leur nom en témoigne bien ce sont des planchers constitués par deux matériaux l'acier et le béton. Les avantages de ces planchers les plus évidents sont la hauteur totale des planchers réduite ce qui entraîne une réduction du poids de la dalle et de cette façon aussi un dimensionnement plus petit du reste de la structure. Les planchers ont une portée importante et offre une bonne résistance au feu, sans prendre des mesures de protection contre l'incendie.

Le nouveau système de planchers mixtes associant des dalles en béton reposant sur prédalles ou bac d'acier, avec des poutres intégrées en acier. Ce concept repose sur des poutres particulières possédant une aile inférieure plus large que l'aile supérieure. Cette configuration permet d'accueillir les dalles de plancher directement sur la semelle inférieure de la poutre et d'éliminer la disposition des poutres dans le sens orthogonal. La résistance au feu des poutres est relativement facile à assurer car seule l'aile inférieure est directement exposée au feu. Une résistance de 60 minutes peut être atteinte sans aucune protection de cette aile. <sup>[4]</sup>

#### V.2.1- Critères de choix de planchers mixte à poutre intégrée :

- Ce concept procure une épaisseur totale réduite du plancher allant de 20 cm à 40 cm.
- L'absence de retombée de poutre facilite la disposition des équipements techniques sous dalle.
- Les caractéristiques structurelles des composants ; jusqu'à 8 m de portée pour les poutres non-mixtes et jusqu'à 14 m pour les poutres mixtes ainsi que pour la dalle ; permettent la création de grands plateaux ouverts.
- L'intégration des âmes et des semelles supérieures des poutres dans l'épaisseur de la dalle assure une résistance de la structure satisfaisante, sans avoir besoin de recourir à une protection supplémentaire. <sup>[4]</sup>

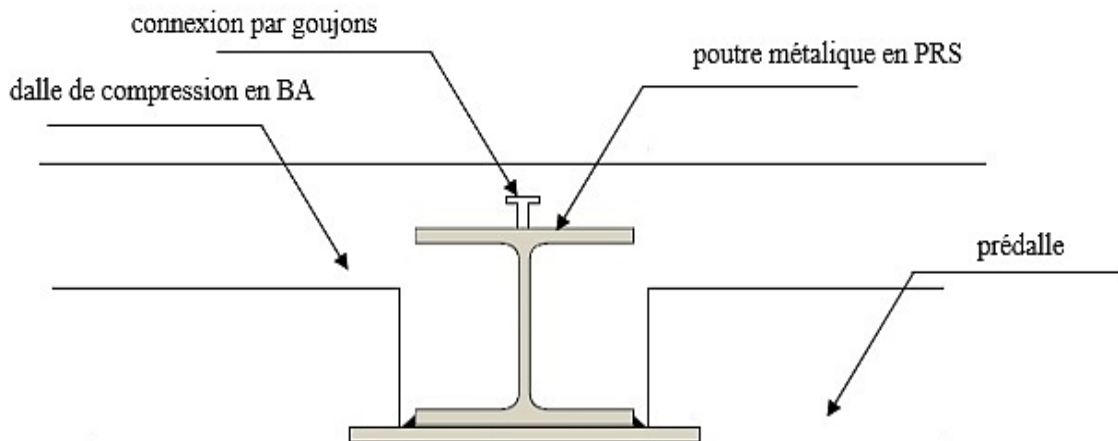


Figure V.01 : coupe en plancher mixte mince à poutres intégrées.



### V.2.2- Prédimensionnement des poutres :

#### V.2.2.1- Evaluation des charges :

- **L'épaisseur total de plancher :**

Le plancher à hourdis alvéolé d'épaisseur de total  $h_t$ , est similaire à planchers à corps creux, la hauteur de plancher peut être déterminé par la condition de rigidité :

$$h_t \geq \frac{l}{22.5}$$

Avec :

$l$  : représente la petite portée de la dalle, est égale à 7.8 m (voir *annexe A*)

Donc :

$$h_t \geq \frac{l}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{7.8}{22.5} = 0.34 \text{ m}$$

On opte pour le plancher l'épaisseur  $h_t = 0.37 \text{ cm}$

- **L'épaisseur des hourdis approprié :**

Le choix d'épaisseur de dalle alvéolé (hourdis) dépend de leur charge admissible utile et la portée de la dalle, il est aussi lié à la résistance au feu désirée.

Pour notre cas, on a choisi les hourdis parmi les produits de l'entreprise **ERGON** (pour plus détails sur l'entreprise et ces produits voir l'*annexe B*). Les hourdis ont une section trapézoïdale avec une largeur nominale de 1200 mm et sont évidés dans le sens longitudinal afin de réduire leur poids propre. Leur principal avantage est la possibilité d'atteindre des portées jusqu'à 18.5 m.

D'après la fiche technique présentée dans l'*annexe B*, on a suivi les étapes pour le choix de hourdis comme suit :

- Détermination de la charge maximale a supporté :

La charge admissible des hourdis est la somme de toutes les forces sans son poids propre :

Supposant que la dalle de compression d'épaisseur  $h_b = 0.1 \text{ m}$

$$Q_{max} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 2.5 + 1.5 \times 2.5 = 7.2 \text{ kN/m}^2$$

- La portée de la dalle :

Parallèlement au sens de pose des hourdis la portée est :  $l = 11.5 \text{ m}$

- Résistance au feu désirée :

La courbe suivante représente la capacité maximale de chaque type avec une résistance au feu Rf 120 :

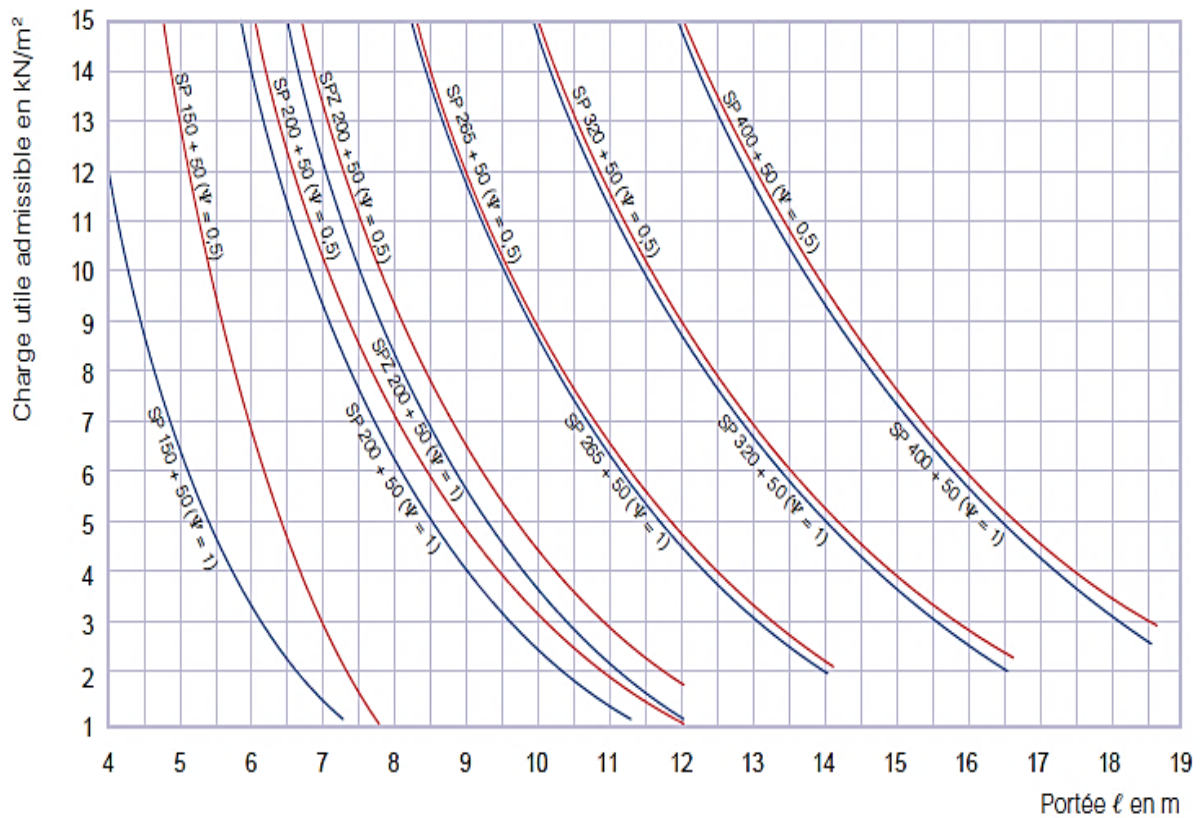


Figure V.02 : capacité maximale en fonction de la portée avec Rf 120 [5].

D’après la courbe on choisit les hourdis alvéolé SP 265, de caractéristiques suivantes :

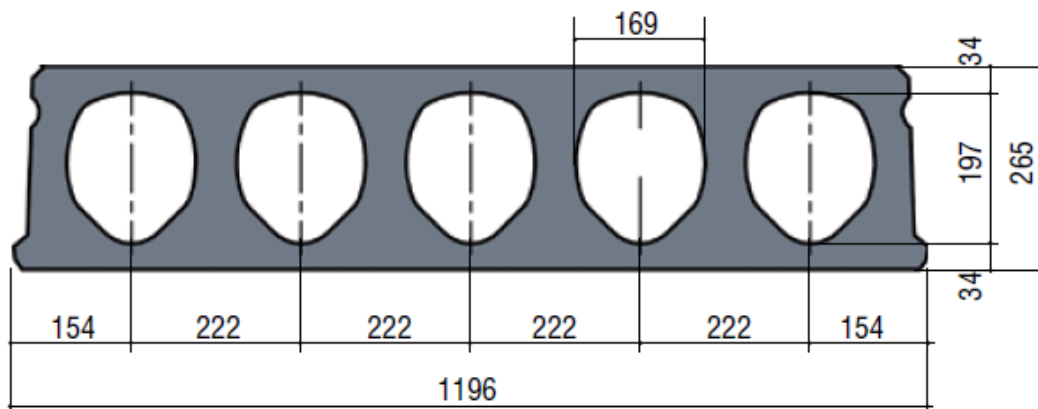


Figure V.03 : hourdis SP 265 [5].

Tableau V.01 : caractéristique de hourdis SP 265.

	<b>h</b> <i>mm</i>	<b>b</b> <i>mm</i>	<b>G</b> <i>kN/m<sup>2</sup></i>	<b>A</b> <i>10<sup>3</sup> mm<sup>2</sup></i>	<b>I<sub>x</sub></b> <i>10<sup>6</sup> mm<sup>4</sup></i>	<b>W<sub>x,sup</sub></b> <i>10<sup>6</sup> mm<sup>4</sup></i>	<b>W<sub>x,inf</sub></b> <i>10<sup>6</sup> mm<sup>4</sup></i>
<b>SP 265</b>	265	1196	<b>3.83</b>	174	1467	10.64	11.54

Le tableau ci-dessous représente les éléments constructifs de plancher et leurs charges :

Tableau V.02 : évaluation des charges de plancher.

Désignation	$e$ $m$	$\rho$ $kN$ $/m^3$	Charge $kN/m^2$
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de ciment horizontale	0.02	20	0.40
Lit de sable fin	0.02	18	0.36
Dalle de compression	0.105	25	2.62
Hourdis alvéolé	0.265	-	3.83
Cloison léger (en verre / placo)	-	-	0.3
Revêtement sous plancher (plaque en plâtre)	0.02	-	0.18
		<b>G</b>	<b>8.00</b>
		<b>Q</b>	<b>2.50</b>

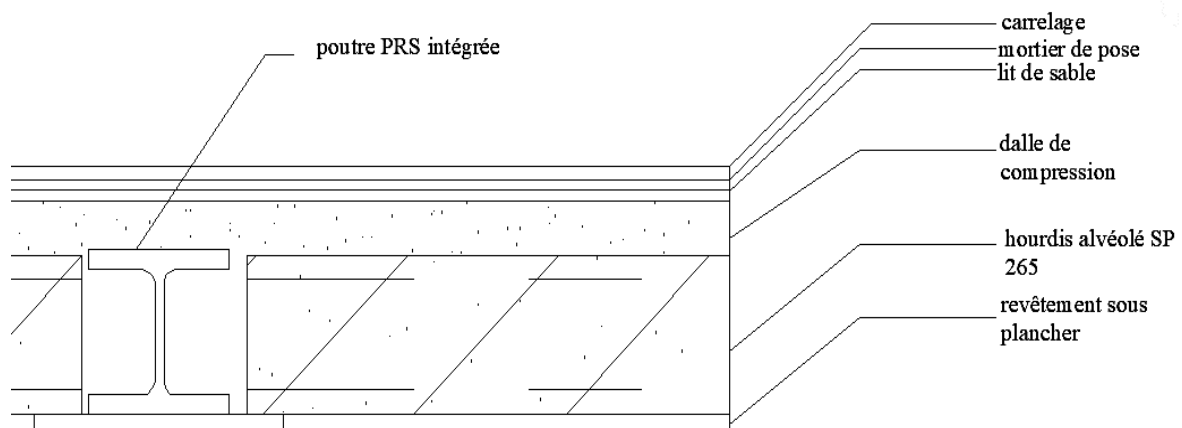


Figure V.04 : composantes de plancher mixte.

### V.2.2.2- Prédimensionnement des poutres :

Il faut vérifier que :

$$M_{Sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Charge à supporter est la somme de toutes les charges agissantes sur l'élément à l'ELU :

$$Q_{uz} = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$Q_{uz} = 1.35 \times 8 + 1.5 \times 2.5 = 14.28 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{uz} = 14.28 \times 10.35 = 147.79 \text{ kN/ml}$$

Donc :

$$M_{Sd,y} \leq W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ce qui implique que :

$$W_{ply} \geq M_{Sd,y} \times \frac{\gamma_{M0}}{f_y}$$

$$M_{Sd,y} = \frac{Q_u l^2}{8} = 1123.94 \text{ kN.m}$$

Où :  $l$  : représente la grande portée des poutres, égale à 7.8m

Alors :

$$W_{ply} \geq 1123.94 \times 10^{-3} \times \frac{1.1}{355}$$

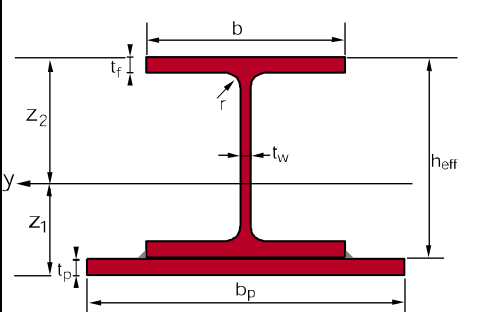
$$W_{ply} \geq 3482.64 \text{ cm}^3$$

- **Choix de section : profilé en I**

On opte l'**IPE 550** avec les caractéristiques suivantes :

Tableau V.03 : caractéristiques de poutre PRS en **IPE 550**.

IPE 550					
$b_b$ mm	$h_b$ mm	$h$ mm	$b$ mm	$t_w$ mm	$t_f$ mm
470	40	550	210	11.1	17.2
$G$ Kg	$A_z$ cm <sup>2</sup>	$A$ cm <sup>2</sup>	$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{el,y}$ cm <sup>3</sup>	$W_{ply}$ cm <sup>3</sup>
253.1	72.34	322.4	135575.3	3032.9	4056.8

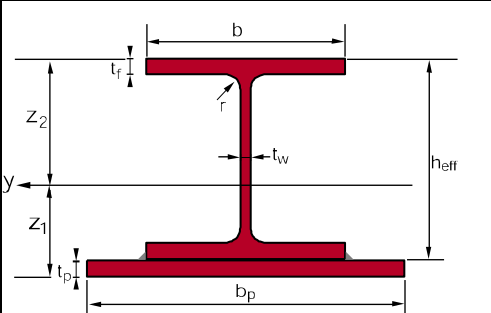


- **Choix de section : profilé en H**

On choisit **HEM 260** de caractéristiques suivantes :

Tableau V.04 : caractéristiques de poutre PRS en **HEM 260**.

HEM 260					
$b_b$ mm	$t_b$ mm	$h_{eff}$ mm	$b$ mm	$t_w$ mm	$t_f$ mm
470	40	290	268	18	32.5
$G$ Kg/m	$A_z$ cm <sup>2</sup>	$A$ cm <sup>2</sup>	$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{el,y}$ cm <sup>3</sup>	$W_{ply}$ cm <sup>3</sup>
320	66.9	407.6	59135.6	2624.6	3552.6



- **Comparaison entre les deux choix (section en I ou en H) :**

Pour le meilleur choix parmi les sections obtenus, il y a lieu d'utiliser le rapport entre le module de flexion plastique  $W_{ply}$  et l'aire  $A$  de chaque section, la plus grande valeur de ce rapport montre que le profilé est d'inertie important par rapport à l'autre, alors pour notre cas :

$$\text{pour IPE 550 : } \frac{W_{ply}}{A} = \frac{4056.8}{322.4} = 12.58$$

$$\text{pour HEM 260 : } \frac{W_{ply}}{A} = \frac{3552.6}{407.6} = 8.71$$

Le profilé **IPE 550** à la plus grande valeur de rapport que **HEM260**, mais en raison d'hauteur de **IPE 550** ( $h = 55 \text{ cm}$ ), qui dépasse la hauteur de plancher à intégrer ( $h_t = 37 \text{ cm}$ ), on opte **HEM260** comme profilé approprié aux poutres.

- **Vérification de condition de résistance :**

Après l'addition de poids propre de l'élément on a :

$$Q_u = 152.11 \text{ kN/ml}$$

$$M_{Sd.y} = \frac{Q_u l^2}{8} = 1136.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3552.6 \times 10^{-6} \times \frac{355}{1.1} = 1146.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.y} < M_{pl.Rd}$$

..... **La condition est vérifiée.**

### V.2.3- Etude de plancher mixte :

- **Données :**

- ✓ Longueur de poutre entre axe :  $l = 7.8 \text{ m}$
- ✓ Position de poutre : poutre intermédiaire  $l_{af} = 4.6 + 5.75 = 10.35 \text{ m}$
- ✓ Hauteur totale de plancher  $h_t = 0.37 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de hourdis alvéolé  $h_h = 0.265 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de dalle en béton armé d'action composite  $h_c = 0.08 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de poutre (incluant l'épaisseur de plaque)  $h_p = 0.33 \text{ m}$
- ✓ Coefficient d'équivalence (acier – béton) :
 
$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$
- ✓ Contraintes des matériaux :
  - Pour l'acier :  $f_y = 355 \text{ MPa}$
  - Pour le béton (classe 40/50) :  $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

- ✓ Coefficient de retrait de béton :
  - Selon le **BAEL91** pour les climats humide le coefficient de retrait de béton :  
 $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$

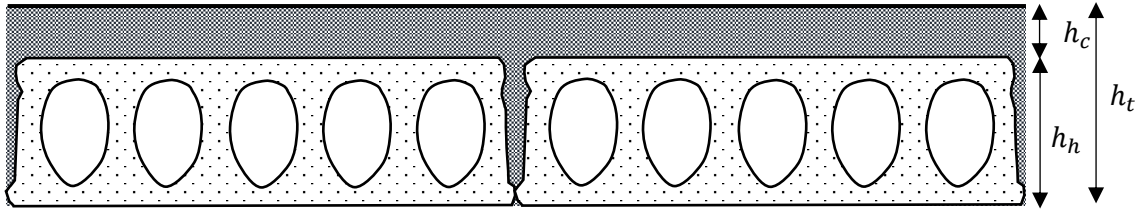


Figure V.05 : composantes de plancher mixte.

### V.2.3.1- Méthode de calcul :

D'après l'**EC 4**, exige qu'il y ait lieu de de calcul les planchers mixtes confectionnées à partir des dalles alvéolées comme des planchers à tôle métallique, sauf que les hourdis alvéolés comportent comme un coffrage permanent (c'est-à-dire aucune contribution à la résistance).

Le calcul des planchers mixte se fait par deux phases, pendant la phase de construction le béton est frais (dans cette phase on a pré dimensionné les poutres). Puis, ce qui nous intéresse, il y a la phase finale ou le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble. Les charges précédemment précises sont :

- Poids propre du profilé (**HEM260**) :  $3.2 \text{ kN/m}$
- Poids propre du béton frais :  $2.62 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la dalle alvéolé :  $3.83 \text{ kN/m}^2$
- Poids des revêtements  $1.35 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation  $2.5 \text{ kN/m}^2$ .

### V.2.3.2- Combinaison des charges :

- En ELU :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 152.11 \text{ kN/ml}$$

- En ELS

$$Q_s = G + Q = 109.80 \text{ kN/ml}$$

### V.2.3.3- largeur efficace de la dalle :

D'après l'article 4.2.21 de l'**EC 4**, la largeur  $b_{eff}$  est données par la relation suivante :

$$b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{l}{8}; b\right)$$

Avec :

$b$  : portée de la dalle ; pour notre cas  $b = 11.5 \text{ m}$ .

Alors :

$$b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{l}{8}; b\right) = \min\left(2 \times \frac{7.8}{8}; 11.5\right) = 1.95 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 195 \text{ cm}$$

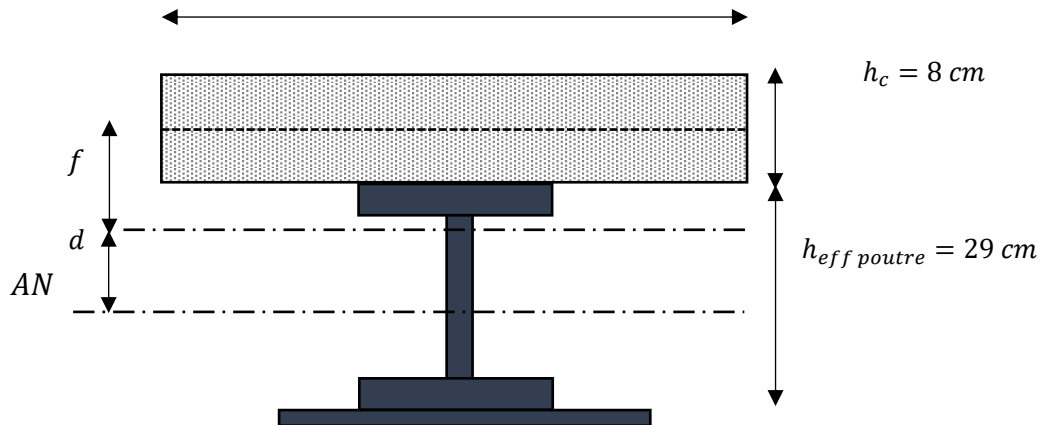


Figure V.06 : largeur effective de la dalle.

D'où :

$d$  : représente la distance entre le centre de gravité de poutre et l'axe neutre.

$f$  : représente la distance entre le centre de gravité de section de béton et l'axe neutre.

#### V.2.3.4- Position du centre de gravité de la section homogène :

La position de l'axe neutre,  $y$ , est donnée par la relation de moment statique :

$$y = \frac{\sum (S_i \times y_i)}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : représente l'aire des sections élémentaires.

$y_i$  : distance entre le centre de gravité de chaque section élémentaire et l'axe de référence.

On prend la fibre inférieure de section homogène (fibre inférieure de plaque soudée) comme un axe de référence.

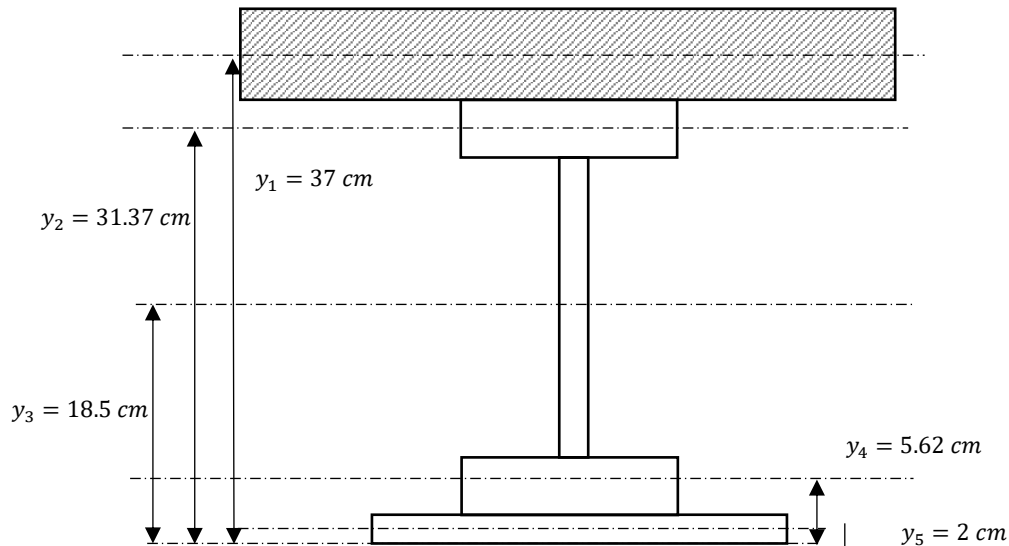


Figure V.07 : distances entre chaque centre de gravité et l'axe de référence.

Alors :

$$y = \frac{\left(\frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} \cdot y_1\right) + (b \cdot t_f \cdot y_2) + (t_w \cdot (h_{eff} - 2t_f) \cdot y_3) + (b \cdot t_f \cdot y_4) + (b_p \cdot t_p \cdot y_5)}{\left(\frac{b_{eff} \cdot h_c}{n}\right) + 2b \cdot t_f + t_w \cdot (h_{eff} - 2t_f) + b_p \cdot t_p}$$

$$y = \frac{\left(\frac{8 \times 195}{15} \times 37\right) + (3.25 \times 26.8 \times 31.37) + (1.8 \times 22.5 \times 18.5) + (3.25 \times 26.8 \times 5.62) + (4 \times 47 \times 2)}{\left(\frac{8 \times 195}{15}\right) + 2(3.25 \times 26.8) + (1.8 \times 22.5) + (4 \times 47)}$$

$$\mathbf{y = 16.18 \text{ cm}}$$

Avec :

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier de poutre par rapport à l'axe neutre.

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

$$\begin{cases} v_i = y \\ v_s = (h_c + h_{eff}) - (y - t_p) \end{cases}$$

$$\begin{cases} v_i = \mathbf{16.18 \text{ cm}} \\ v_s = \mathbf{24.82 \text{ cm}} \end{cases}$$

La distance entre la fibre inférieure et l'axe neutre de poutre uniquement,  $z_1$ , égale à 10.9 cm.

$$\mathbf{d = y - z_1 = 5.28 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{f = v_s - h_c/2 = 20.82 \text{ cm}}$$

(Les distances  $d$  et  $f$ , sont schématisées. Voir figure V.06).



- **Moment d'inertie de section mixte :**

Le moment d'inertie  $I$ , de la section mixte par rapport à l'axe neutre :

$$I = I_A + (A \times d^2) + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12n} + \left( \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} \times f^2 \right)$$

Avec :

$I_A$  : Le moment d'inertie de la section d'acier.

$$I_A(\text{HEM } 260) = 59135.6 \text{ cm}^4$$

$A$  : section de l'acier.

$$A = 407.6 \text{ cm}^2$$

$$I = 59135.6 + (407.6 \times 5.28) + \frac{195 \times 8^3}{12 \times 15} + \frac{195 \times 8}{15} \times 20.82^2$$

$$I = 106923.52 \text{ cm}^4$$

- **Moment fléchissant maximale dans la section mixte :**

$$M_{max} = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$Q_u = 152.11 \text{ kN/ml}$$

$$M_{max} = \frac{152.11 \times 7.8^2}{8}$$

$$M_{max} = 1136.8 \text{ kN.m}$$

- **Contrainte de flexion :**

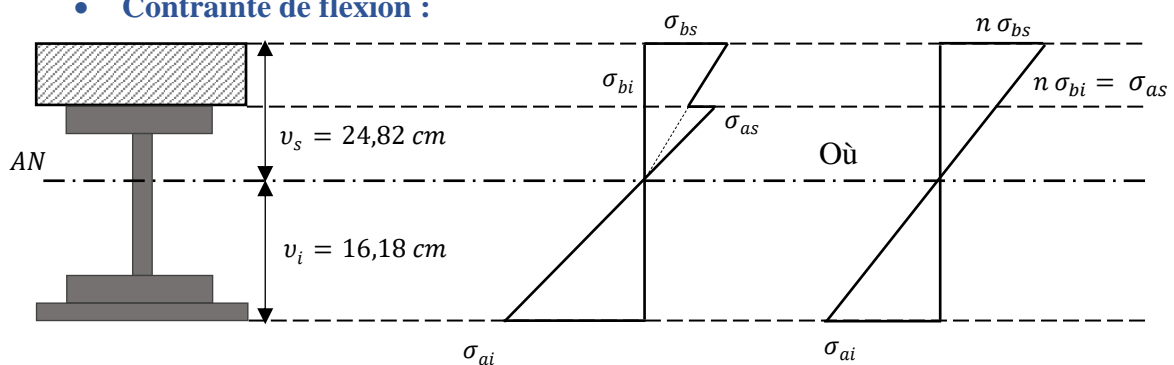


Figure V.08 : diagramme des contraintes de flexion simple.

Avec :

$\sigma_{bs}$  : représente la contrainte dans la fibre supérieure de béton.

$\sigma_{bi}$  : représente la contrainte dans la fibre inférieure de béton.

$\sigma_{as}$  : représente la contrainte dans la fibre supérieure de l'acier.

$\sigma_{ai}$  : représente la contrainte dans la fibre inférieure de l'acier.

### V.2.3.5- Calcul des contraintes de flexion :

- **Contrainte dans la poutre métallique :**

- Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_{ai} = -\frac{M_{max}}{I} \times v_i$$

$$\sigma_{ai} = -\frac{1136.8 \times 10^{-3}}{106923.52 \times 10^{-8}} \times 16.18 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{ai} = -172.02 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I} \times (v_s - h_c)$$

$$\sigma_{as} = \frac{1136.8 \times 10^{-3}}{106923.52 \times 10^{-8}} \times (24.82 - 8) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{as} = 178.82 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

- Contrainte dans la fibre supérieure du béton :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{I \times n} \times v_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1136.8 \times 10^{-3}}{15 \times 106923.52 \times 10^{-8}} \times 24.82 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bs} = 17.59 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans la fibre inférieure du béton :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \times I} \times (v_s - h_c)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1136.8 \times 10^{-3}}{15 \times 106923.52 \times 10^{-8}} \times (24.82 - 8) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bi} = 11.92 \text{ MPa}$$

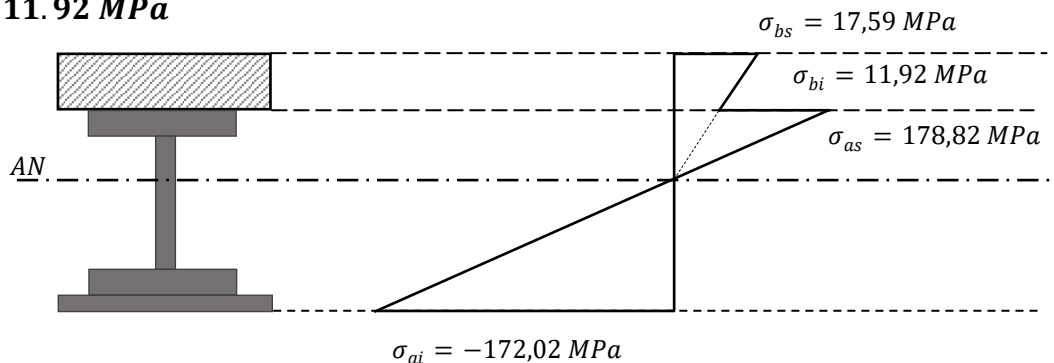


Figure V.09 : diagramme des contraintes de flexion simple.

### V.2.3.6- Contrainte additionnelle due au retrait de béton :

Le retrait est une diminution de volume (raccourcissement  $\varepsilon$ ), liée à la dessiccation du béton, au moment de la mise en œuvre puis au cours du vieillissement de l'ouvrage. Cette diminution crée des contraintes de traction dans le matériau. Dans un plancher mixte, la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier / béton.

Les désordres causés par le retrait :

Un raccourcissement de la poutre acier  $\varepsilon_a$ ,

Un allongement de la dalle béton  $\varepsilon_b$  par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En fait, ce qui équivaut à un allongement, et l'on a :

$$\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$$

- **Calcul des contraintes :**

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b_{eff} \times h_c \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_A \times A) + (b_{eff} \times h_c \times I_A) + (b_{eff} \times h_c \times A \times \beta^2)}$$

Avec :

$$\beta = \frac{h_{eff} + h_c}{2} = \frac{29 + 8}{2}$$

$$\beta = 18.5 \text{ cm}$$

$$K = \frac{0.195 \times 0.08 \times 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 0.185 \times 407.6 \times 10^{-4}}{(15 \times 59135.6 \times 10^{-8} \times 407.6 \times 10^{-4}) + (0.195 \times 0.08 \times 59135.6 \times 10^{-8}) + (0.195 \times 0.08 \times 407.6 \times 10^{-4} \times 0.185^2)}$$

$$K = 12.58 \text{ MN/m}^3$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} = \frac{59135.6}{407.6 \times 18.5}$$

$$\alpha = 7.84 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{29}{2} + 7.84$$

$$y_1 = 22.34 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + h_c = 22.34 + 8$$

$$y_2 = 30.34 \text{ cm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = K \times y_1 = 2.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h - y_1) = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_1) = 2.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_2) = 2.54 \text{ MPa}$$

#### V.2.3.7- Vérification des contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 178.82 + 2.81 \Rightarrow \sigma_{as} = 181.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = -172.02 + 0.84 \Rightarrow \sigma_{ai} = -172.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 17.59 + 2.54 \Rightarrow \sigma_{bs} = 20.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 11.92 + 2.61 \Rightarrow \sigma_{bi} = 14.53 \text{ MPa}$$

$$\max|\sigma_{as}; \sigma_{ai}| = 181.63 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$$

..... La condition est non vérifiée.

$$\max|\sigma_{bs}; \sigma_{bi}| = 20.13 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

..... La condition est vérifiée.

#### V.2.3.8- Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

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

Avec :

$V_{pl,rd}$  : représente l'effort tranchant résistant de la section.

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_{vz}(\text{HEM } 260) = 66.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

Alors :

$$V_{sd,z} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{152.11 \times 7.8}{2} \Rightarrow V_{sd} = 593.22.38 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{66.9 \times 10^2 \times 355}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{pl.Rd} = 1371.17 \text{ kN}$$

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

..... La condition est vérifiée.

### V.2.3.9- Vérification de la condition de flèche :

On doit vérifier :

$$f_{max} < f_{adm}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{7.8}{300} = 0.026 \text{ m}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times l^4}{E \times I}$$

$$Q_s = Q_z = G + Q = (8 + 2.5) \times 10.35 + 3.2 = 109.80 \text{ kN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{109.8 \times 10^{-3} \times 7.8^4}{2.1 \times 10^5 \times 106923.52 \times 10^{-8}}$$

$$f_{max} = 0.023 \text{ m}$$

$$f_{max} < f_{adm}$$

..... La condition est vérifiée.

### V.2.4- Calcul des goudjons connecteurs :

#### V.2.4.1- Choix des connecteurs :

D'après l'article 6.1.2 clause 2 de l'EC4, pour des connecteurs ductiles :

Diamètre de fut (diamètre de connecteur) :

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$$

Hauteur de goudjons hors tout :

$$h > 4 d$$

Pour les profilés en aciers dont l'aire de la semelle inférieure ne dépasse pas 3 fois l'aire de la semelle supérieure :

$$L \leq 20 \text{ m} \Rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.4 + 0.03 L$$

Avec :

$L$ : Portée de la poutre, égale à 7.8 m.

$N$  : le nombre de connecteurs mis en place.

$N_f$  : le nombre de connecteurs calculés.

On adopte :

$$d = 1.6 \text{ cm}$$

$$h = 6.4 \text{ cm}$$

Coefficient de sécurité  $\gamma_v = 1.25$

La contrainte de l'aciers à la traction  $f_u = 400 \text{ MPa}$ .

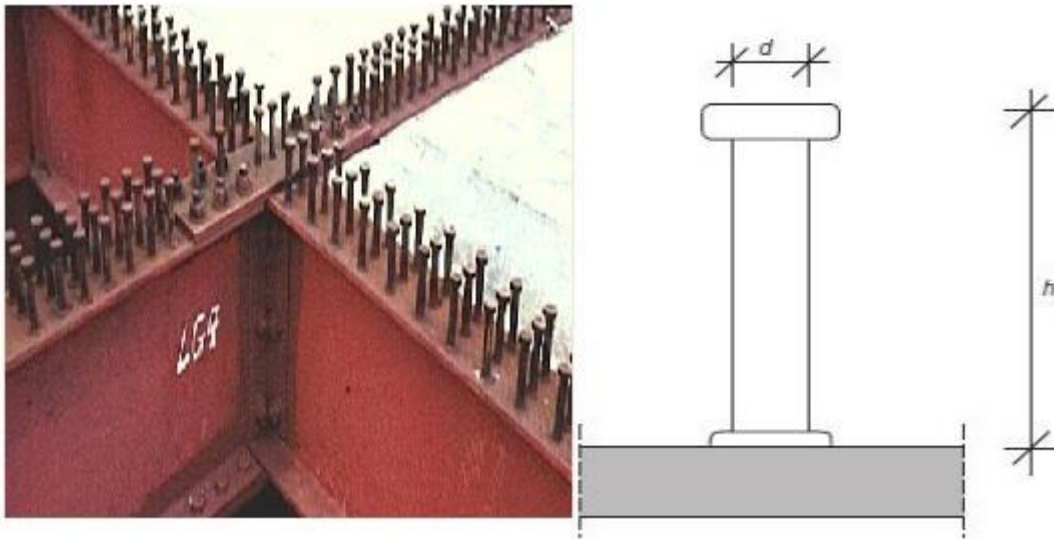


Figure V.10 : goujons à tête rond [6].

#### V.2.4.2- Résistance au cisaillement :

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur dans le cas d'une dalle pleine vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2})$$

Avec :

$P_{rd1}$  : est l'effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

$P_{rd2}$  : est l'effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = 0.8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v}$$

$$P_{rd1} = 0.8 \times 400 \times \frac{\pi \times (1.6 \times 10^{-2})^2}{4 \times 1.25}$$

$$P_{rd1} = 51.47 \text{ kN}$$

$$P_{rd2} = 0.29\alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck}} \times E_{cm} \times \frac{1}{\gamma_v}$$

Avec :

$E_{cm}$  : la valeur du module sécant du béton.

$$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 22000 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 35220.46 \text{ MPa}$$

$\alpha$  : facteur de correction

$$\alpha = \begin{cases} 0.2[(h/d) + 1] & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

Pour notre cas :  $\alpha = 1$

$$P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times 0.016^2 \times \sqrt{40 \times 3220.46} \times \frac{1}{1.25}$$

$$P_{rd2} = 21.31 \text{ kN}$$

$$P_{rd} = \min(51.47; 21.31)$$

$$P_{rd} = 21.31 \text{ kN}$$

#### V.2.4.3- dimensionnement de la connexion de la poutre :

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{7.8}{2}$$

$$L_{cr} = 3.9 \text{ m}$$

$$V_{lf} = \min\left(\frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}; \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{c28}}{\gamma_c}\right)$$

$$V_{lf} = \min\left(\frac{407.6 \times 10^{-4} \times 355}{1.1}; \frac{0.85 \times 0.08 \times 1.95 \times 40}{1.5}\right)$$

$$V_{lf} = \min(13154.36 ; 3536.66)$$

$$V_{lf} = 3536.66 \text{ kN}$$

Donc le nombre de connecteurs par longueur critique est :

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} \Rightarrow N_f = \frac{3536.66}{21.13}$$

$$N_f = 167.34 \text{ unités}$$

Soit  $N = 20$  connecteurs dont l'espacement longitudinale égale à 0.39 m

$$\frac{N}{N_f} = \frac{20}{167.34} = 8.67$$

$$0.4 + 0.03 L = 0.634 \text{ m}$$

$$\frac{N}{N_f} > 0.4 + 0.03 L$$

**La condition est vérifiée.**

#### V.2.4.4- Vérification de la résistance de la soudure :

On doit vérifier :

$$P_{rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi(d + 2a)a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_v}$$

Avec :

$a$  : cordon de soudure on prend  $a = 5 \text{ mm}$

$$\beta_w = 0.8$$

$$F_{w,rd} = \frac{\pi(1.6 \times 10^{-2} + 2 \times 0.5 \times 10^{-2})5 \times 10^{-2} \times 400}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}$$

$$F_{w,rd} = 94.31 \text{ kN}$$

Alors :

$$P_{rd} \leq F_{w,rd}$$

..... **La condition est vérifiée.**

#### V.2.5- Ferrailage de la dalle de compression :

Une dalle de compression est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur faible par rapport à les autres dimensions. Son armature est souvent constituée par des treillis soudés.

On prend une bande de 1 ml pour procédure les calculs, les données relatives à la dalle de compression sont les suivantes :

La largeur de bande  $l_x = 1 \text{ m}$

La longueur  $l_y = 7.8 \text{ m}$



Et d'épaisseur  $h_c = 0.08 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{7.8} = 0.12$$

$\rho < 0.4$  Donc la dalle travaille dans un sens (selon  $l_x$ )

#### V.2.5.1- Charges et combinaisons des charges :

- **Charges :**

La charge permanente : la dalle est sollicitée par son poids propre

$$G = h_c \times \rho_{\text{béton}} = 2 \text{ kN/m}^2$$

La charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

- **Combinaisons :**

- A l'ELU :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.45 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 8.03 \times l = 6.45 \times 7.8 = 50.30 \text{ kN/ml}$$

- A l'ELS:

$$Q_s = G + Q = 4.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = 5.67 \times l = 4.5 \times 7.8 = 35.1 \text{ kN/ml}$$

#### V.2.5.2- Détermination des moments :

Moment isostatique  $M_0$  :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l_x^2}{8} = 6.28 \text{ kN.m}$$

Moment en travée  $M_t$  :

$$M_t = 0.8 \times M_0 = 5.02 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis  $M_a$  :

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 2.15 \text{ kN.m}$$

#### V.2.5.3- Calcul de ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple avec :

- ✓ Largeur de bande :  $b = 1 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de bande :  $h_c = 0.08 \text{ m}$
- ✓ La hauteur utile :  $d = 0.9 \times h_c = 0.07 \text{ m}$
- ✓ Contrainte de béton :  $\sigma_b = 22.67 \text{ MPa}$

- ✓ Résistance caractéristique à la traction du béton  $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$
- ✓ Contrainte de l'acier d'armatures  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

Alors les formules utilisées pendant les calculs sont les suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta}$$

Le tableau suivant représente les résultats obtenus :

Tableau V.05 : résultats de calcul de ferrailage de la dalle de compression.

	$M_u$ <i>kN.m</i>	$\mu$	$A'$ <i>cm<sup>2</sup></i>	$\alpha$	$\beta$	$A$ <i>cm<sup>2</sup></i>
<b>En travée</b>	5.02	0.04	0	0.05	0.97	2.1
<b>En appuis</b>	2.15	0.02	0	0.02	0.98	0.89

- **Condition de non fragilité  $A_{min}$  :**

La section minimale des armatures est comme suite :

$$A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Choix de section d'armature :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un treillis soudé  $\phi 8$ , dont les dimensions des mailles sont égales à 20 cm dans les deux sens. ( $A_{t \text{ soudée}} = 2.5 \text{ cm}^2$ ).

### V.3- Partie II : Calcul de la dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Le calcul des dalles donc fait l'objet de cette partie.

#### V.3.1- Pré dimensionnement de la dalle pleine (plancher haut de sous-sol) :

Pour pré dimensionner une dalle ; détermination de l'épaisseur  $e$  de la dalle ; on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$  ..... pour une heure de coup de feu.

$e = 11 \text{ cm}$  ..... pour deux heures de coup de feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$  ..... pour quatre heures de coup de feu.

On admet  $e = 15 \text{ cm}$ .

- **Condition pour meilleur isolation phonique :**

Selon le règle **CBA93**, qu'exige l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale 13 cm pour l'obtention de meilleur isolation acoustique.

On admet  $e = 15 \text{ cm}$ .

- **Condition de résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x / 35 < e < L_x / 30$

Dalle reposant sur quatre appuis :  $L_x / 50 < e < L_x / 40$

Avec :

$L_x$  : est la portée de panneau plus sollicité.

Pour notre cas, la dalle est reposée sur 4 cotées et  $L_x = 7.8 \text{ m}$  donc :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

$$0.156\text{m} < e < 0.287 \text{ m}.$$

On adapte  $e = 20 \text{ cm}$ .

- **Condition de flèche :**

Selon le **CBA93**, nous devons vérifier la condition suivante, si la portée est supérieure à 5 m :

$$f < f_{adm} \text{ et } f_{adm} = \frac{0.5\text{cm} + l_{max}}{1000}$$

$$\frac{5ql^4}{384 EI} < \frac{0.5 \text{ cm} + l_{max}}{1000}$$

Avec :

$l_{max}$  : représente la portée maximale égale à 7.8 m.

Pour vérifier la condition on considère une bande de la dalle de largeur égale à 1 m avec une épaisseur de 0.2 m.

Le module d'élasticité du béton armé :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47 \text{ MPa}.$$

Le moment d'inertie de la section :  $I = e^3/12$ .

- Pour le panneau le plus sollicité (plancher sous auditorium) :

Charge permanente  $G = 0.2 \times 25 \times 1 = 5 \text{ kN/ml}$ .

Charge d'exploitation  $Q = 4 \text{ kN/ml}$

Alors

$$Q_s = 5 + 4 = 9 \text{ kN/ml}$$

$$l_{max} = 7.8 \text{ m}$$

Ce qui résulte :

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{1000 \times 5 \times Q_s \times l^4}{32 E (l + 0.005)}}$$

En suivant cette expression, nous obtenons que l'épaisseur qui satisfait la condition de flèche est de valeur égale à :

$$e = 0.26 \text{ m}$$

On opte la valeur **0.3 m** pour l'épaisseur de dalle pleine.

### V.3.2- Evaluation des charges :

Le tableau suivant résume l'évaluation des charges agissant sur la dalle pleine :

Tableau V.06 : charge agissant sur la dalle pleine.

Type	Epaisseur <i>m</i>	Charge permanente <i>kN/m<sup>2</sup></i>
Dalle en béton armé	0.3	7.5
Lit de sable	0.02	0.36
Mortier de pose	0.02	0.4
Carrelage	0.02	0.4
Faux plafond	-	0.18
Cloison de séparation	-	0.3
	<b>G</b>	<b>9.15</b>
	<b>Q</b>	<b>4</b>

### V.3.3- Sens de travail de la dalle pleine :

La dalle est reposée sur 4 cotées, les dimensions de panneau plus sollicité sont :

$$l_x = 4.6 \text{ m}$$

$$l_y = 7.8 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.6}{7.8} = 0.58$$

Donc :  $0.4 < \rho < 1$  la dalle travaille dans les deux sens.

### V.3.4- Combinaisons :

- A l'ELU :

$$Q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ ml} = 18.35 \text{ kN/ml}$$

- A l'ELS :

$$Q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 13.15 \text{ kN/ml}$$

### V.3.5- Détermination des sollicitations :

En fonction de  $\rho$  et le coefficient de poisson  $\nu$ , le tableau de **PIGEAUD** fournit les paramètres  $\mu_x$  et  $\mu_y$  (voir *annexe C*) afin de faciliter la détermination des moments dans les deux sens  $M_x$  et  $M_y$ , en utilisant donc cette méthode et on a trouvé les résultats comme suit :

En ELU :  $\nu = 0$

$$\rho = 0.58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0838 \\ \mu_y = 0.279 \end{cases}$$

Tableau V.07 : Calcul des moments en ELU, dans les deux sens.

	Selon le sens x	Selon le sens y
<b>Moments</b>	$M_x = \mu_x l_x^2 Q_u = 32.54 \text{ kN.m}$	$M_y = \mu_y M_x = 9.08 \text{ kN.m}$
<b>En travée</b>	$M_{xt} = 0.8 M_x = 26.03 \text{ kN.m}$	$M_{yt} = 0.8 M_y = 7.26 \text{ kN.m}$
<b>En appuis</b>	$M_{xa} = 0.5 M_x = 16.27 \text{ kN.m}$	$M_{ya} = 0.5 M_y = 4.55 \text{ kN.m}$

En ELS :  $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0885 \\ \mu_y = 0.453 \end{cases}$$

Tableau V.08 : Calcul des moments en ELS, dans les deux sens.

	Selon le sens x	Selon le sens y
<b>Moments</b>	$M_x = \mu_x l_x^2 Q_s = 24.63 \text{ kN.m}$	$M_y = \mu_y M_x = 11.16 \text{ kN.m}$
<b>En travée</b>	$M_{xt} = 0.8 M_x = 19.70 \text{ kN.m}$	$M_{yt} = 0.8 M_y = 8.92 \text{ kN.m}$
<b>En appuis</b>	$M_{xa} = 0.5 M_x = 12.32 \text{ kN.m}$	$M_{ya} = 0.5 M_y = 5.60 \text{ kN.m}$

### VI.3.6- Calcul de ferrailage :

La section à ferrailer est  $(1 \times 0.30) m^2$ , le calcul des armatures se fait à la flexion simple, le tableau suivant représente la récapitulation des calculs effectués, les formules et les sections minimales des armatures dans les deux directions, sont comme suit :

- ✓ Largeur de bande :  $b = 1 m$
- ✓ L'épaisseur de la dalle :  $e = 0.3 m$
- ✓ La hauteur utile :  $d = 0.9 \times e = 0.27m$
- ✓ Contrainte de béton :  $\sigma_{bc} = 22.67 MPa$
- ✓ Contrainte de l'acier d'armatures  $\sigma_s = 348 MPa$ .

Les formules utilisées pendant les calculs :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta}$$

- **Section minimale des armatures :**

- Selon le sens de yy :

$$\rho_0 = \frac{2}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{2}{25} = 0.08$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h = 0.08 \times 1 \times 30 = 2.4 cm^2$$

- Selon le sens de xx :

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} A_{ymin} = \frac{3 - \left(\frac{4.6}{7.8}\right)}{2} \times 2.4$$

$$A_{xmin} = 2.90 cm^2$$

Tableau V.09 : Calcul des sections de ferrailage de dalle pleine.

		$M_u$ $kN.m$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_u$ $cm^2$	$A_{min}$ $cm^2$	Le choix	$A_{fer}$ $cm^2$	St cm
Sens X	En travée	26.03	0.01	0.02	0.99	2.79	2.9	<b>4 HA 10</b>	3.14	25
	En appuis	16.27	0.009	0.01	0.99	1.74	2.9	<b>4 HA 10</b>	3.14	25

<b>Sens Y</b>	<b>En travée</b>	7.26	0.004	0.005	0.99	0.75	2.4	<b>4 HA 10</b>	3.14	25
	<b>En appuis</b>	4.55	0.002	0.003	0.99	0.48	2.4	<b>4 HA 10</b>	3.14	25

Toutes les valeurs de moment réduit  $\mu$  sont inférieure à  $\mu_{AB} = 0.186$ , pour cela il y pas des armatures comprimées  $A' = 0$ .

### V.3.7- Vérification au cisaillement :

La vérification de l'effort tranchant dans les dalles se fait suivant les deux directions selon les formules suivantes :

- Suivant le sens x :

$$T_{ux} = \frac{Q_u}{2l_y + l_x} = \frac{18.35}{2 \times 7.8 + 4.6} = 0.91 \text{ kN}$$

- Suivant le sens y :

$$T_{uy} = \frac{Q_u \times l_x \times l_y}{3 \times l_y} = \frac{Q_u \times l_x}{3} = \frac{18.35 \times 4.6}{3} = 28.14 \text{ kN}$$

$$T_{u \max} = \max(T_{ux}; T_{uy}) = 28.14 \text{ kN}$$

Donc il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_l$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{28.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_l$$

..... La condition est vérifiée.

### V.3.8- Vérification des contraintes :

La vérification des contrainte se fait selon les règles de **CBA93** et **BAEL91** avec la fissuration de la dalle est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier donc :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\text{La contrainte admissible du béton : } \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de l'acier des armatures selon l'état de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot f_e; 100\sqrt{\eta f_{t28}}) = 241 \text{ MPa}$$

La contrainte du béton  $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier  $\sigma_s = 15 k (d - y)$

$y$  : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2} b y^2 - 15 A_{fer} (d - y) = 0 \Rightarrow b y^2 + 30 A_{fer} y - 30 A_{fer} d = 0$$

L'équation donc devient :

$$100y^2 + 94.2 y - 2543.4 = 0$$

Après la résolution, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 4.6 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A_{fer} (d - y)^2 = 26877.42 \text{ cm}^4;$$

$$k = \frac{M_{ser \max}}{I} = \frac{19.07 \times 10^{-3}}{26877.42 \times 10^{-8}} = 71 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_b = k \times y = 4.6 \times 10^{-2} \times 0.71 = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

..... **La condition est vérifiée.**

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 15 \times 0.71 (0.27 - 0.046) = 238.85 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

..... **La condition est vérifiée.**

### V.3.9- Vérification de flèche :

Les règles **CBA93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$



Avec :

$h$  : hauteur totale de section (l'épaisseur de la dalle).

$l$  : est la portée de travée entre nu d'appuis égale à 4.45 m

$$\frac{h}{l} = \frac{0.3}{4.45} = 0.067 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.067 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser\ max}}{M_{u\ max}} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.27} = 0.00162 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.010 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**V.3.10- Schéma de ferrailage :**

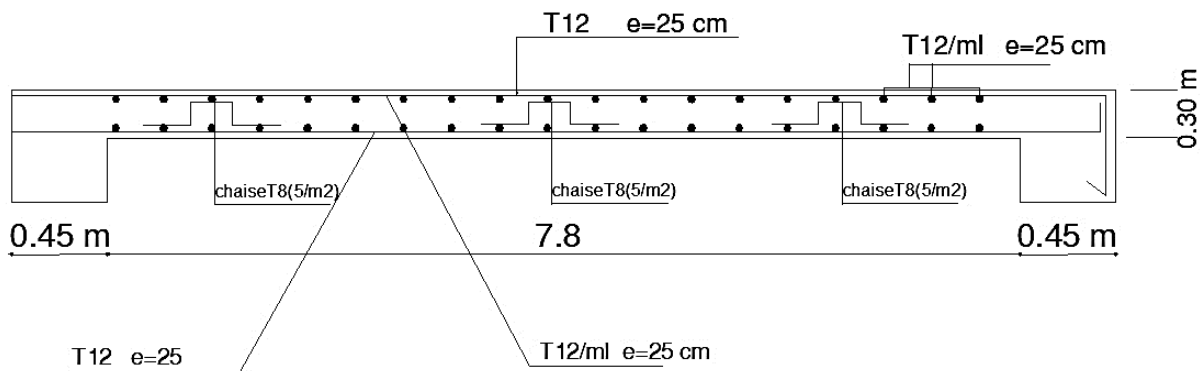


Figure V.11 : schéma de ferrailage de la dalle pleine.

# *CHPITRE VI :*

## *Prédimensionnement des éléments structuraux*

- Introduction.
- VI.2- Poteaux mixtes creux remplies de béton armé.
- Poteaux métalliques.
- Prédimensionnement des poutres en béton armé.
- Prédimensionnement des poteaux en béton armé.
- Prédimensionnement des voiles.
- Récapitulations.

### VI.1- Introduction :

Ce chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux, pour garantir l'aptitude au service et la sécurité structurale de ces éléments constituant la structure porteuse. Il est donc important de passer impérativement à la phase de dimensionnement primaire selon les charges agissantes sur ces éléments.

### PARTIE I : éléments porteurs en aciers.

#### VI.2- Poteaux mixtes creux remplis de béton armé :

Les poteaux mixtes aciers- béton armé présentent de nombreux avantages. Par exemple, une section transversale mixte de faibles dimensions extérieures peut reprendre des charges très élevées ou différentes sections transversales de mêmes dimensions extérieures d'un matériau homogène.

Dans le cas de sections creuses remplies de béton armé, l'acier sert de coffrage perdu. Cette section d'acier enveloppe permet au béton d'atteindre des résistances plus élevées. Dans le cas de tubes circulaires remplis de béton, l'acier, en confinant le béton, assure un rôle de frettage qui provoque une augmentation de la charge portante globale ; l'influence du fluage et du retrait du béton peuvent alors être généralement négligées.

#### VI.2.1- Prédimensionnement des poteaux circulaires remplis de béton armé :

L'EC4 exige de choisir la section d'aciers de construction, et par conséquence détermine les aires du béton et des armatures, puis vérifiée la résistance à la compression :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

Avec :

$N_{sd}$  : est l'effort axiale élastique obtenus par les calculs.

$N_{pl.Rd}$  : la résistance plastique à la compression.

Pour les profils creux remplis de béton la résistance plastique à la compression  $N_{pl.Rd}$ , est donné dans l'article 4.8.3.3 section 2 de l'EC 4, par la relation suivante :

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Avec :

$A_a$ ,  $A_c$  et  $A_s$  :représentent les aires des section transversales de l'acier de construction, du béton et des armatures.

$f_y$ ,  $f_{ck}$  et  $f_{sk}$  : représentent les résistances caractéristiques de l'acier de construction, du béton et des armatures.

$\gamma_{Ma}$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  : sont des coefficients de sécurité.

On applique la réduction de section des poteaux, on fixe la même section chaque 3 étages.

- **Données :**

- Les résistances caractéristiques :

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{sk} = 400 \text{ MPa}$$

- Les coefficients de sécurité :

$$\gamma_{Ma} = 1.1$$

$$\gamma_c = 1.35$$

$$\gamma_s = 1.15$$

- Sections :

$$A_c = \pi \left( \frac{d-t}{2} \right)^2$$

Avec :

$d$  : est le diamètre extérieur de profile creux en aciers.

$t$  : est l'épaisseur de parois de profile creux.

$$A_{s\max} = 4\% A_c \text{ (Article 4.8.3.1 (e) de l'EC4)}$$

On prend  $A_s = 2\% A_c$ .

$A_a$  : est tiré depuis le tableau de poteaux circulaires creux (Tableaux V.02,03,04)

- Hauteur totale des poteaux :

En raison de différentes hauteurs de niveau, on va vérifier le flambement de poteau à la plus grande hauteur :

$$\text{Poteaux de l'auditorium de RDC : } l = 3.8 + 3.5 - 0.37 = 6.93\text{m}$$

- Modules élastiques de flexion :

Les modules élastiques de flexion d'acier de construction et d'armatures sont égaux et prise égale à :  $E_a = E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ .

### VI.2.1.1- Vérification de profile à la compression :

Les efforts élastiques obtenus par la modélisation de la structure par le logiciel **SAP 2000**, les sections de profile creux choisit et les résistances caractéristiques à la compression sont représentées dans le tableau suivant :

**N.B** : Pour le calcul d'effort plastique  $N_{pl,Rd}$ , on utilise la formule mentionné sous-titre de prédimensionnement.

Tableau VI.01 : vérification des poteaux tubulaires mixtes à la compression.

		Caractéristiques	$N_{sd\ max}$ kN	$A_a$ cm <sup>2</sup>	$A_c$ cm <sup>2</sup>	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$N_{pl.Rd}$ kN	Observation
P1	$d$ (cm)	45.7	7020.26	112.84	1583.37	31.46	8847.2	Vérifiée
	$t$ (cm)	0.8						
P2	$d$ (cm)	35.5	4129.94	65.86	956.62	19.12	5270.04	Vérifiée
	$t$ (cm)	0.6						
P3	$d$ (cm)	24.4	1412.02	30.2	452.38	9.04	2461.23	Vérifiée
	$t$ (cm)	0.4						

Les caractéristiques de sections creuses sont représentées dans les tableaux suivantes :

Tableau VI.02 : caractéristique de poteau creux circulaire P1

Poteau tubulaire P1			
$d$ mm	$t$ mm	$A_a$ cm <sup>2</sup>	$G$ Kg/m
457	8	112.84	88.58
$I_y = I_z$ cm <sup>4</sup>	$i_y = i_z$ cm	$W_{el\ y}$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl\ y}$ cm <sup>3</sup>
28446.36	15.94	1244.91	1612.97

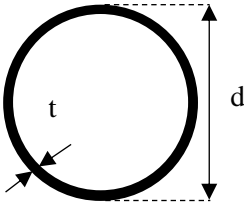


Tableau VI.03 : caractéristique de poteau creux circulaire P2.

Poteau tubulaire P2			
$d$ mm	$t$ mm	$A_a$ cm <sup>2</sup>	$G$ Kg/m
355	6	65.86	51.70
$I_y = I_z$ cm <sup>4</sup>	$i_y = i_z$ cm	$W_{el\ y}$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl\ y}$ cm <sup>3</sup>
10065.44	12.36	566.11	733.39

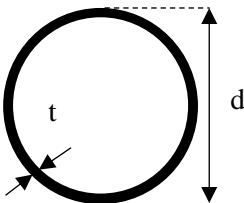
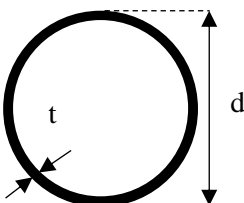


Tableau VI.04 : caractéristique de poteau creux circulaire P3.

Poteau tubulaire P3			
$d$ mm	$t$ mm	$A_a$ cm <sup>2</sup>	$G$ Kg/m
244	4	30.21	23.70
$I_y = I_z$ cm <sup>4</sup>	$i_y = i_z$ cm	$W_{el\ y}$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl\ y}$ cm <sup>3</sup>
2186	8.50	179	231.0



### VI.2.1.2- Augmentation de la résistance à la compression de poteau tubulaire mixte :

Pour une section creuse circulaire remplie de béton, une autre augmentation de résistance à la compression provient du frettage du poteau de béton. Elle n'est effective que si le profil creux en acier est circulaire et suffisamment rigide pour s'opposer efficacement au gonflement du béton comprimé sous l'effet de la compression axiale. Cette augmentation de résistance ne peut donc être utilisée dans les calculs que lorsque le plus grand moment fléchissant de calcul admis,  $M_{max.Sd}$ , ne dépasse pas  $0,1 N_{Sd} \times d$ , et :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr}}} < 0.5 \Rightarrow N_{pl.R} < 0.25 N_{cr}$$

La résistance plastique de calcul à la compression d'un poteau mixte fait d'une section creuse circulaire remplie de béton peut être calculée par la relation suivante :

$$N_{pl.Rd} = A_a \eta_2 \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left[ 1 + \eta_1 \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$\eta_2$  et  $\eta_1$  seront des coefficients définis si nécessaire.

### VI.2.1.3- Déterminations de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ :

Pour augmenter la marge sécurité, on va déterminer l'élancement réduit pour le poteau P1 qui a la plus grande hauteur (et par conséquent une grande susceptibilité d'être flambé) et le plus sollicité. Elle est donnée, selon l'EC 4, par la relation suivante :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr}}}$$

Avec :

$N_{pl.R}$  : est la valeur de  $N_{pl.Rd}$  lorsque tous les coefficients de sécurité sont pris égaux à 1.

$N_{cr}$  : est la force critique d'Euler.

- **Force critique  $N_{cr}$  :**

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{(EI)_e}{l^2}$$

Avec :

$l$  : est la longueur de flambement, les poteaux font partie de l'ossature rigide ; leurs longueurs de flambement pour plus de sécurité sont prises égales à leurs longueurs d'épure.

$(EI)_e$  : est la rigidité réelle de section transversale de poteau mixte.

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

Avec :

$I_a$ ,  $I_c$  et  $I_s$  : sont les moments d'inerties de flexion de l'acier de construction, du béton et des armatures.

$E_a$  et  $E_s$  : sont les modules élastiques de l'acier de construction et des armatures.

$0.8 E_{cd} I_c$  : représente la rigidité réelle du béton.

Le module  $E_{cd}$  est en fonction de module sécant du béton  $E_{cm}$  comme suit :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = 22000 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} \times \frac{1}{\gamma_c}$$

$I_a$  : déterminé depuis les tableaux de profile creux.

$$I_c = \pi \frac{(d - t)^4}{64}$$

$$I_s = \pi \frac{\phi^4}{64} \times n$$

Avec :

$A_s = 31.46 \text{ cm}^2$ , la section choisit :

$$A_{fer}(10HA20) = 31.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} \phi = 2 \text{ cm} \\ n = 10 \end{cases}$$

Le tableau suivant représente le calcul de l'effort critique de P1 :

Tableau VI.05 : détermination de l'effort critique de P1.

	$E_a = E_s$ MPa	$I_a$ cm <sup>4</sup>	$E_{cd}$ MPa	$I_c$ cm <sup>4</sup>	$I_s$ cm <sup>4</sup>	$(EI)_e$	$l^2$ m <sup>2</sup>	$N_{cr}$ kN
P1	2.1 10 <sup>5</sup>	28446.36	29632.17	199505.6	7.85	107.04	6.93 <sup>2</sup>	21997.80

Le tableau suivant résume le calcul de l'effort plastique  $N_{pl.R}$  quand tous les coefficients de sécurité sont pris égale à 1, selon la formule ci-après :

$$N_{pl.R} = A_a f_y + A_c f_{ck} + A_s f_{sk}$$

Tableau VI.06 : détermination de l'effort plastiques  $N_{pl.R}$  de P1.

	Caractéristiques		$A_a$ cm <sup>2</sup>	$f_y$ MPa	$A_c$ cm <sup>2</sup>	$f_{ck}$ MPa	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$f_{sk}$ MPa	$N_{pl.R}$ kN
P1	$d$ (cm)	45.7	112.84	355	1583.37	35	31.46	400	10898.4
	$t$ (cm)	0.8							

Alors, l'élançement réduit :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{10898.4}{21997.8}}$$

$$\bar{\lambda} = 0.70$$

L'élançement réduit est dépassé la valeur exigée ( $\bar{\lambda} = 0.71 > 0.5$ ), donc il n'est pas valable d'utiliser la formule d'augmentation de résistance du au fretage de poteau du béton.

### VI.3- Poteaux métalliques :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

L'effort élastique  $N_{max.Sd}$  sollicitant les poteaux métalliques de rives est obtenu par le logiciel **SAP 2000** :

$$N_{max.Sd} = 1938.26 \text{ kN}$$

Pour pré dimensionner les poteaux en charpente métallique, on doit satisfaire la condition de l'**EC 3**. Alors, il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

$$N_{sd} \leq A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$N_{pl.Rd}$  : représente l'effort plastique résistant à la compression simple de poteau métallique.

$A$  : la section transversale de poteau.

- **Données :**

- ✓ L'effort élastique maximale :  $N_{max.Sd} = 1938.26 \text{ kN}$ .
- ✓ Limite élastique de l'acier des poteaux :  $f_y = 355 \text{ MPa}$ .
- ✓ Le coefficient de sécurité  $\gamma_{M0} = 1.1$ .
- ✓ La hauteur de poteau (longueur d'épure de poteau)  $l = 3.8 \text{ m}$ .

#### VI.3.1- Prédimensionnement des poteaux :

D'après la condition fixée par l'**EC3**, on déduit la section transversale des poteaux suffisante pour reprendre les efforts élastiques comme suit :

$$A \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{M0}}{f_y}$$



$$A \geq \frac{1938.26 \times 10^{-3} \times 1.1}{355}$$

$$A \geq 60.05 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de profile en choisit **HEB 200**.

Tableau VI.07 : caractéristiques de **HEB 200**.

HEB 200					
h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	d mm
200	200	9	15	18	134
G Kg	A cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> cm
61.30	78.1	5696	8.54	2003	5.07
A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>		W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>		W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	
11.25		642..5		305.8	

## PARTIE II : Prédimensionnement des éléments en béton armé.

### VI.4- Prédimensionnement des poutres en béton armé :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontales faisant partie de l'ossature du plancher, pour notre cas, le plancher haut de sous-sol, ces dernières reçoivent des sollicitations (depuis le planchers) et les transmettent aux poteaux. Selon les règle de **BAEL91**, la hauteur et la largeur d'une poutre doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$0.4 h < b < 0.8 h$$

Avec :

$L$  : la distance entre axes des poteaux on prend la plus grande portée.

$h$  : la hauteur de poutre.

$b$  : la largeur de poutre.

Les deux dimensions obtenues doivent vérifier les conditions exigées par le **RPA99 v 2003** selon la zone sismique :

Pour notre cas (zone **II<sub>a</sub>**) :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

**VI.4.1- Poutres principales :**

La plus grande portée des poutres principales est  $L = 11.5 m$ .

Alors :

$$\frac{11.5}{15} \leq h \leq \frac{11.5}{10} \Rightarrow 0.76 m \leq h \leq 1.15 m$$

On opte :  $h = 0.9 m$

$$0.4 \times 0.9 \leq b \leq 0.8 \times 0.9 \Rightarrow 0.36 m \leq b \leq 0.72 m$$

On opte  $b = 0.55 m$

- Selon les conditions de le **RPA 99 v 2003** :

$$\begin{cases} h = 90 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.63 \leq 4 \end{cases}$$

**Les conditions posées par le RPA99 v 2003 sont vérifiées.**

Donc la section des poutres principales :  $(0.55 \times 0.90) m^2$

**VI.4.2- Poutres secondaires :**

La plus grande portée des poutres secondaires est  $L = 7.8 m$

Alors :

$$\frac{7.8}{15} \leq h \leq \frac{7.8}{10} \Rightarrow 0.52 m \leq h \leq 0.78 m$$

On opte :  $h = 0.65 m$

$$0.4 \times 0.65 \leq b \leq 0.8 \times 0.65 \Rightarrow 0.26 m \leq b \leq 0.52 m$$

On opte  $b = 0.40 m$

- Selon les conditions de le **RPA 99 v 2003** :

$$\begin{cases} h = 65 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.62 \leq 4 \end{cases}$$

**Les conditions posées par le RPA99 v 2003 sont vérifiées.**

Donc la section des poutres secondaires :  $(0.40 \times 0.65) m^2$

**N.B :**

Les poutres précédemment prés dimensionnés se trouvent au niveau de sous-sol, qui est aménager comme stationnement publique, leurs retombées (la hauteur de poutre  $h$ ) considérées

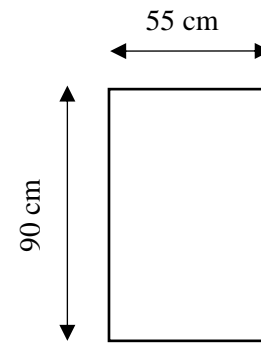


Figure VI.01 : poutre principale

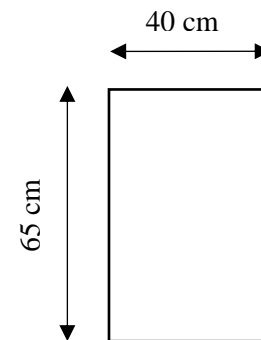


Figure VI.02 : poutre secondaire

comme des obstacles sous plancher dans ce niveau. Selon la norme **.NF P 91-100** 'parcs et stationnement public', article 3.2 qui exige la hauteur libre d'étage, minimale  $H_{min}$ , ne doit pas inférieure à 2 m sous les obstacles (poutres, canalisation etc...). Pour notre cas :

$$H_{min} = 2 \text{ m}$$

La hauteur d'étages  $H$  sous les poutres principales :

$$H = H_e - h_{pl} - h$$

$H_e$  : hauteur d'étage libre 3.2 m

$h_{pl}$  : épaisseur estimée de la dalle plein 0.3 m

$h$  : plus grand retombé des poutre 0.9 m

$$H = 2 \text{ m} = H_{min}$$

..... **La condition est vérifiée.**

### **VI.5- Prédimensionnement des poteaux en béton armé :**

Le prédimensionnement des poteaux se fait selon la condition fixée par le **BAEL 91**, en fonction de la charge maximale à supporter à l'état limite ultime, par l'inégalité suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Alors :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Où :

$B_r$  : la section de poteau réduit,  $B_r = (b_1 - 0.02)(h_1 - 0.02)m^2$

$b_1, h_1$  sont les dimensions de la section transversale de poteau.

$N_u$  : l'effort normale ultime agissant sur le poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique de béton,  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .

$f_e$  : limite élastique de l'acier d'armature,  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

$A$  : section des armatures minimale à mettre en place ;

Pour la zone sismique IIa,  $A = 0.8 \% B_r$ .

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton,  $\gamma_b = 1.5$ .

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier,  $\gamma_s = 1.15$ .

$\alpha$  : coefficient déduit d'après l'élanement mécanique  $\lambda$ .

$$\alpha = 0.60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

Il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$ , pour faire participer à la résistance du poteau tous les barres d'acier de la section (stabilité vis à vis du flambement).

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{35}{35} \right)^2 \right]}$$

$$\alpha = 0.71$$

### VI.5.1- Calcul de la charge ultime $N_u$ :

Le poteau plus sollicité doit support la charge ultime  $N_u$ , cette charge est définie comme la somme de tous les poids des éléments se trouve au-dessus de ce poteau  $P_i$  (planchers, poutres, poteaux des défèrent étages etc...), et la charge d'exploitation  $Q$  obtenu par la loi de dégression, en additionnant pour notre cas la réaction  $R$  de la ferme au niveau de toiture :

$$N_u = 1.35 P_i + 1.5 Q + R$$

La surface afférente est schématisée dans la figure ci-dessous :

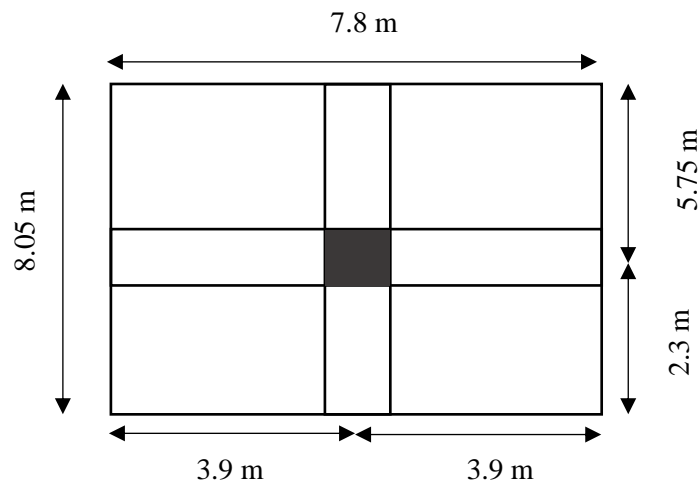


Figure VI.03 : poteau en béton armé plus sollicité.

#### VI.5.1.1- La surface afférente :

$$S = (2.3 + 5.75) \times (3.9 + 3.9)$$

$$S = 62.79 \text{ m}^2$$

**VI.5.1.2- Poids de plancher haut de sous-sol  $P_1$ :**

$$P_1 = P_{pa} + P_{pp} + P_{ps}$$

$P_{pa}$  : poids de panneau en béton armé.

$P_{pp}$  : poids de poutre principales.

$P_{ps}$  : poids de poutres secondaires.

$$P_{pa} = 1.35 \times G \times S = 1.35 \times 9.15 \times 62.79 = 775.61 \text{ kN}$$

$$P_{pp} = 1.35 \times \rho_b \times b \times h \times l = 1.35 \times 25 \times 0.9 \times 0.55 \times 10.35 = 172.90 \text{ kN}$$

$$P_{ps} = 1.35 \times \rho_b \times b \times h \times l = 1.35 \times 25 \times 0.65 \times 0.40 \times 7.8 = 68.45 \text{ kN}$$

$$\mathbf{P_1 = 1016.96 \text{ kN}}$$

D'où la charge permanente  $G$  du plancher haut de sous-sol égale à  $9.15 \text{ kN/m}^2$  ;

$$\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

**VI.5.1.3- Poids du planchers courants  $P_2$ :**

$$P_2 = (P_{pl} + P_m) \times n$$

$P_{pl}$  : poids de plancher courant (dalle mixte).

$P_m$  : poids de poutre métallique.

$n$  : désigne le nombre d'étages.

$$P_{pl} = 1.35 G \times S = 1.35 \times 8 \times 62.79 = 678.13 \text{ kN}$$

$$P_m = 1.35 \times G_p \times l = 1.35 \times 0.32 \times 8.05 = 3.47 \text{ kN}$$

$$P_2 = (678.13 + 3.47) \times 7$$

$$\mathbf{P_2 = 4771.25 \text{ kN}}$$

$G$  : de plancher mixte égale à  $8 \text{ kN/m}^2$ .

$G_p$  : poids de poutre métallique ; pour HEM 260  $G_p = 0.32 \text{ kN/m}$

**VI.5.1.4- Poids de poteaux mixtes  $P_3$ :**

$$P_3 = 1.35 \times P_p$$

$$P_p = G \times n$$

D'où

$n$  : le nombre d'étages.

$P_p$ : la somme de poids de tube métallique  $G_t$  et le béton armé de poteau mixte. En raison de réduction de section des poteaux mixtes, il y a 3 valeur de  $P_p$  :

$$\text{Pour P1 : } P_{p1} = (G_t + (A_c \times \rho_b)) \times H \times 3 = (0.88 + (0.158 \times 25)) \times 3.5 \times 3$$

$$G = 50.71 \text{ kN}$$

$$\text{Pour P2 : } P_{p2} = (G_t + (A_c \times \rho_b)) \times H \times 3 = (0.52 + (0.095 \times 25)) \times 3.5 \times 3$$

$$G = 30.39 \text{ kN}$$

$$\text{Pour P3 : } P_{p3} = (G_t + (A_c \times \rho_b)) \times H \times 3 = (0.23 + (0.045 \times 25)) \times 3.5 \times 2$$

$$G = 9.48 \text{ kN}$$

$$P_3 = 1.35 \times P_p$$

$$P_3 = 1.35 (P_{p1} + P_{p2} + P_{p3})$$

$$P_3 = 1.35 \times 90.6$$

$$P_3 = 122.28 \text{ kN}$$

#### VI.5.1.5- Charge d'exploitation :

Le bâtiment est de R+7 donc il y a lieu d'appliquer la loi de dégression de charge d'exploitation ; cette loi est applicable aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, selon le **DTR BC** article 6.3. Les charges sont de valeurs identiques sauf au niveau de RDC, alors la loi de dégression prend les coefficients comme suit :

Sous terrasse :  $Q_0$ .

Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$ .

Sous étage immédiatement inférieur :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .

Sous troisième étage :  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le quatrième étage :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le cinquième étage et les suivants :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$

$n$  : représente le numéro d'étage à partir le sommet du bâtiment.

Pour notre cas les valeurs de charges d'exploitation sont :

Pour les étages courants  $Q_i = 2.5 \text{ kN/m}^2$  ; pour RDC  $Q_{RDC} = 4 \text{ kN/m}^2$

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation agissant sur le poteau plus sollicité :

Tableau VI.08 : dégression de charge d'exploitation

Niveau	Dégression	Q kN/m <sup>2</sup>
Sous 7 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub>	2.5
Sous 6 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	5
Sous 5 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )	7.25
Sous 4 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.90 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )	9.25
Sous 3 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )	11
Sous 2 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.80 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> )	12.5
Sous 1 <sup>ère</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.75 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> )	13.75
RDC	Q <sub>0</sub> + 0.75 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>RDC</sub> )	16.75

Donc la valeur de la charge d'exploitation qui doit supporter par le poteau :

$$Q = 1.5 \times 16.75 \times S = 1.5 \times 16.75 \times 62.79$$

$$Q = 1577.6 \text{ kN}$$

#### VI.5.1.6-La réaction de la ferme cintrée :

La réaction  $R$ , de la ferme cintrée juste au-dessus le poteau le plus sollicité, est d'après le logiciel **SAP2000** égale à la valeur de l'effort tranchant maximale de cette ferme :

$$R = 6.52 \text{ kN}$$

- L'effort normale  $N_u$  :

$$N_u = P_1 + P_2 + P_3 + Q + R$$

$$N_u = 1016.96 + 4771.25 + 122.28 + 1577.6 + 6.52$$

$$N_u = 7494.5 \text{ kN}$$

#### VI.5.2- Section de poteau :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{1}{0.71 \left[ \frac{35}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.008 \times 400}{1.15} \right]} \times N_u$$

$$B_r \geq 0.049 \times N_u$$

$$B_r \geq 0.049 \times 7.495$$

$$B_r \geq 0.367 \text{ m}^2$$

$$(b_1 - 0.02) \times (h_1 - 0.02) \geq 0.367 \text{ m}^2$$

$$b_1 \times h_1 \geq 0.367 + 0.02^2$$

Si on pose :

$$b_1 = h_1 = 0.65 \text{ m} \Rightarrow B = 0.4225 \text{ m}^2$$

Donc on prend :

$$b_1 = h_1 = 0.65 \text{ m}$$

- Vérification selon le **RPA99 v 2003** :

$$\min (b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min (b_1; h_1) \geq \left( \frac{H_e}{20} = \frac{320}{20} = 32 \text{ cm} \right)$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 < 4$$

..... **Toutes les conditions posées par le RPA99 v 2003 sont vérifiées.**

### **VI.5.3- Vérification de poteau vis-à-vis le flambement :**

La vérification de poteau en béton armé est valide si la condition suivante est satisfaite :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$\lambda$  : est l'élanement mécanique donné par :

$l_f$  : longueur de flambement de poteau.

$l_0$  : désigne la hauteur libre de poteau.

$i$  : le rayon de giration.

$I$  : moment d'inertie quadratique de section transversale de poteau.

$B$  : l'aire de section considérée.

- **Longueur de flambement  $l_f$  :**

$$l_0 = 320 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 320 = 224 \text{ cm}$$



- **Moment d'inertie  $I$  :**

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} = \frac{b_1^4}{12} = \frac{65^4}{12} = 1487552.08 \text{ cm}^4$$

- **Rayon de giration  $i$  :**

$$B = 65^2 = 4225 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1487552.08}{4225}} = 18.76 \text{ cm}$$

- **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{224}{18.76} = 11.94$$

La valeur de l'élanement ne dépasse pas 50, donc la stabilité de poteau vis-à-vis le flambement est vérifiée.

### VI.6- Prédimensionnement des voiles :

Du point de vue de la stabilité des structures sous charges horizontales (pression ou dépression dû au vent, séisme), les voiles en béton armé sont donc principalement pour d'assurer la stabilité et de raidier les constructions.

Pour notre bâtiment, les murs en béton armé des cages d'escaliers ou d'ascenseurs fait parties des noyaux rigides assurant la stabilité de bâtiment. Au niveau de l'infrastructures, les murs voiles (voiles périphériques) sont pour reprendre l'effet des poussées des terres sur l'ensemble.

Le prédimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du **RPA 99 v 2003**, avec l'épaisseur  $a$  de voile ne doit pas être inférieur à 15 cm, et il est déterminée à l'aide de la hauteur libre d'étage :

$$a \geq \frac{H_e}{20}$$

$$L \geq 4a$$

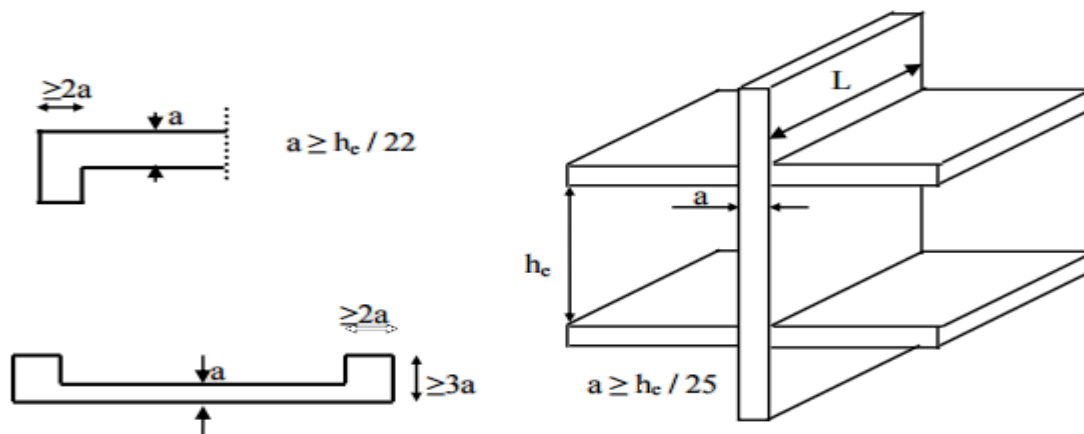


Figure VI.04 : prédimensionnement du voile

Avec :

$a$  : l'épaisseur du voile.

$H_e$  : hauteur libre d'étages.

$L$  : la largeur du voile.

#### VI.6.1- Voiles périphériques :

$$H_e = 3.2 \text{ m}$$

$$a = \frac{3.2}{20} = 0.16 \text{ m}$$

On prend l'épaisseur de voiles périphériques égale à 20 cm, la largeur  $L$  correspond à la portée minimale entre les poteaux ( $L = 7.8\text{m}$ ) est dépassée la valeur exigée.

#### VI.6.2- Voiles résistants d'étages courant :

$$H_e = 3.8 \text{ m}$$

$$a = \frac{3.8}{20} = 0.19 \text{ m}$$

On opte la valeur 20 cm pour l'épaisseur de voiles résistants (murs de noyaux rigides), la largeur  $L$  est vérifié même pour la cage d'ascenseur (largeur de la cage =  $1.6 \text{ m} > 4a = 0.8 \text{ m}$ ).

#### VI.7- Récapitulations :

Tableau VI.09 : récapitulation des sections pré dimensionnées.

	Eléments	Sections
Eléments porteur en acier	Poteaux creux remplis de béton armé	P1
		P2
		P3
	Poteaux métallique	HEB 200
Elément porteur en béton armé	Poutre principale	$(0.55 \times 0.90) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(0.40 \times 0.65) \text{ cm}^2$
	Poteaux en béton armé	$(0.65 \times 0.65) \text{ cm}^2$
	Voile résistant	$e = 20 \text{ cm}$
	Voile périphérique	$e = 20 \text{ cm}$

# *CHPITRE VII :*

## *Etude des éléments secondaires*

- Introduction.
- Escaliers en béton armé.
- Escalier métallique.
- Etude de gradins.
- L'ascenseur.
- Réservoir d'eau enterré en béton armé.

### VII.1- Introduction :

Tous les éléments non structuraux qui n'apportant pas la contribution à la résistance aux actions accidentelles, peuvent être classifiés comme des éléments secondaires.

Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaires suivants :

- Escaliers : escalier en béton armé, escalier métallique.
- Gradin de l'auditorium.
- Ascenseur.
- Réservoir d'eau enterré en béton armé.

### VII.2- Escaliers en béton armé

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, des contremarches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. L'escalier est soumis à des forces diverses (poids propres de ces éléments constructifs, les surcharges dues aux différents accès, personnes ou équipement ...).

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages de l'escaliers (déformation, fissuration, ou même la ruine d'escaliers). Pour éviter ces risques on doit faire une étude détaillée pour les deux escaliers présentés dans notre bâtiment, escalier en béton armé et dans la partie suivant l'étude de l'escalier métallique.

#### VII.2.1.1- Prédimensionnement et calcul d'escalier :

- **Giron et hauteur de contremarche :**

D'après la formule de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec :  $h$  est la hauteur de contre marche.

$g$  : est le giron.

On pose  $g = 26 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 16.5 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

On prend  $h = 17.5 \text{ cm}$

- **Calcul de nombre de contre marche pour chaque étage :**

- Pour le sous-sol  $H = 3.2 \text{ m}$

$n$  : le nombre des contres marches est obtenus par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{320}{17.5} = 18.28$$

On prend  $n = 18$ , donc 9 contre marche pour chaque volée.

- Pour le RDC  $H = 3.8 \text{ m}$

$n$  : le nombre des contres marches est obtenus par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{380}{17.5} = 21.71$$

On prend  $n = 22$ , donc 11 contre marche pour chaque volée.

- Pour les étages courant  $H = 3.5 \text{ m}$

$n$  : le nombre des contres marches est obtenus par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{350}{17.5} = 20$$

$n = 20$ , donc 10 contre marche pour chaque volée.

- **Calcul longueur de ligne de foulée  $L$  :**

$$L = g(n/2 - 1)$$

Pour sous-sol :  $L = 26 (9 - 1) = 208 \text{ cm}$ ;

Pour RDC :  $L = 26 (11 - 1) = 260 \text{ cm}$ ;

Pour étage courant :  $L = 26 (10 - 1) = 234 \text{ cm}$ .

**N.B :** à cause de diversité des hauteurs de niveau, on va calculer l'escaliers située au RDC qui donne les valeurs plus défavorables que les autres étages.

- **Epaisseur de paliers et paillasse :**

- Epaisseur de paillasse :

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{260}{20} \leq e \leq \frac{260}{15} \Rightarrow 13 \leq e \leq 17.34$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$ .

- Epaisseur de paliers

$$e = \max\left(\frac{L}{20}; \frac{L}{30}\right) = \max\left(\frac{260}{20}; \frac{260}{30}\right) = \max(13; 8.66)$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$ .

- L'inclinaison  $\alpha$  :

$$\alpha = \arctg \frac{17.5}{26} = 33.94^\circ$$

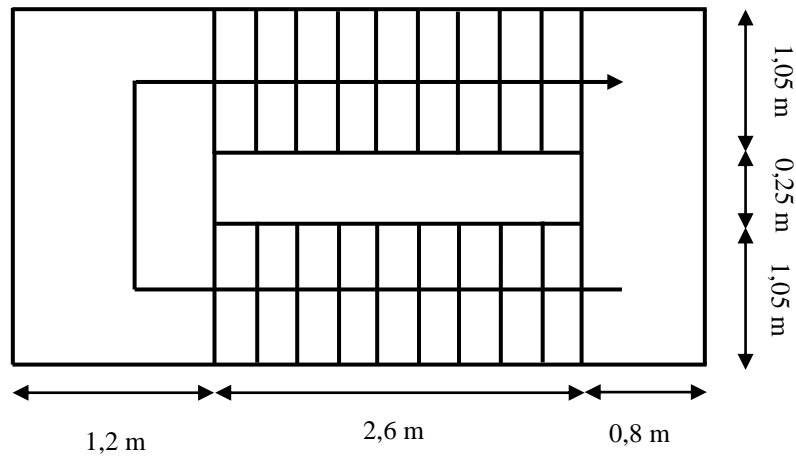


Figure VII.01 : dimensions de cage d'escalier.

### VII.2.1.2- Evaluation des charges :

- Volée :

Tableau VII.01 : évaluation des charges de volée.

Désignation	$e$ $m$	$\rho$ $kN/m^3$	Poids $kN/m^2$
Revêtement en carrelage horizontale	0.02	20	0.40
Mortier de ciment horizontale	0.02	20	0.40
Lit de sable fin	0.02	18	0.36
Revêtement en carrelage verticale $e \times \rho \times h/g$	0.02	20	0.26
Poids propre de paillasse $e \times \rho / \cos \alpha$	0.15	25	4.52
Poids propres des marches $\rho \times h/2$	-	25	2.19
Enduit en plâtre $e \times \rho / \cos \alpha$	0.02	10	0.24
Garde-corps	-	-	0.10
		$G_v$	<b>8.47</b>
		$Q$	<b>2.5</b>

- Palier :

Tableau VII.02 : évaluation des charges de palier.

Désignation	$e$ $m$	$\rho$ $kN/m^3$	Poids $kN/m^2$
Revêtement en carrelage horizontale	0.02	20	0.40
Mortier de ciment horizontale	0.02	20	0.40
Lit de sable fin	0.02	18	0.36
Poids propre de la palier	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
		$G_p$	<b>5.11</b>
		$Q$	<b>2.5</b>

**VII.2.1.3- Les combinaisons :**

- Paillasse :

$$Q_{uv} = (1.35 G_v + 1.5 Q) \times 1 \text{ ml} = 15.18 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sv} = (G_v + Q) \times 1 \text{ ml} = 10.97 \text{ kN/ml}$$

- Palier :

$$Q_{up} = (1.35 G_p + 1.5 Q) \times 1 \text{ ml} = 10.65 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{sp} = (G_p + Q) \times 1 \text{ ml} = 7.61 \text{ kN/ml}$$

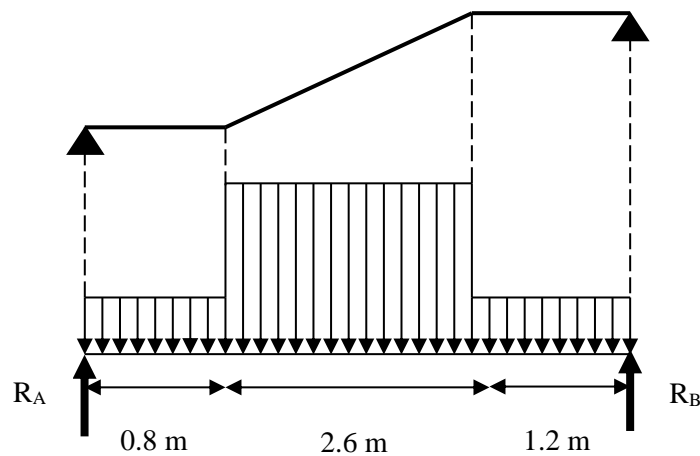
**VII.2.1.4- Calcul des sollicitations :**

Figure VII.02 : schéma statique de l'escaliers.

• A l'ELU :

Les réactions :

$$\sum F_v = R_A + R_B = (Q_{up} \times 0.80) + (Q_{uv} \times 2.6) + (Q_{up} \times 1.2)$$

$$\sum F_v = 60.77 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$R_A = \left[ \frac{(1.2)^2}{2} \times 10.65 + 2.6 \left( \frac{2.6}{2} + 1.2 \right) 15.18 + 0.8 \left( \frac{0.8}{2} + 2.6 + 1.2 \right) 10.65 \right] / 4.6$$

$$R_A = 30.89 \text{ kN}$$

$$\sum F_v = R_A + R_B \Rightarrow R_B = \sum F_v - R_A$$

$$R_B = 29.88 \text{ kN}$$

Les moments et les efforts tranchants :

Pour  $0 \leq x \leq 0.80$

$$T(x) = R_A - Q_{up}x$$

$$M(x) = R_Ax - Q_{up} \frac{x^2}{2}$$

Pour  $0.8 \leq x \leq 3.4$

$$T(x) = R_A - 0.80Q_{up} - Q_{uv}(x - 0.80)$$

$$M(x) = R_Ax - 0.80 \left( x - \frac{0.80}{2} \right) Q_{up} - \frac{(x - 0.80)^2}{2} Q_{uv}$$

Pour  $0 \leq x \leq 1.2$

$$T(x) = R_B - Q_{up}x$$

$$M(x) = R_Bx - Q_{up} \frac{x^2}{2}$$

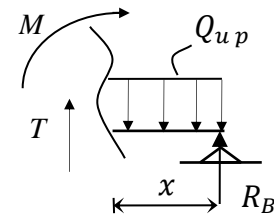
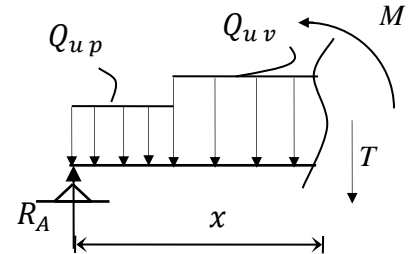
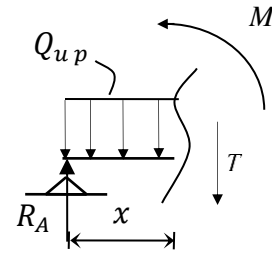


Tableau VII.03 : moment et effort tranchant a l'ELU.

$x$ $m$	Réaction $kN$	Effort tranchant $kN$	Moment fléchissant $kN.m$	$T_{max}$ $kN$	$M_{max}$ $kN.m$	$M_t$ $0.8M_{max}$ $kN.m$	$M_a$ $0.3M_{max}$ $kN.m$
0	30.89	30.89	0	<b>30.89</b>	37.79	<b>30.23</b>	<b>11.34</b>
0.8		22.37	21.304				
2.27	-	0	37.78				
3.4		-17.1	28.188				
4.6	29.88	-29.88	0				

- A l'ELS :

Les réactions :

$$\sum F_v = R_A + R_B = (Q_{sp} \times 0.80) + (Q_{sv} \times 2.6) + (Q_{sp} \times 1.2)$$

$$\sum F_v = 43.74kN$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$R_A = \left[ \frac{(1.2)^2}{2} \times 7.61 + 2.6 \left( \frac{2.6}{2} + 1.2 \right) 10.97 + 0.8 \left( \frac{0.8}{2} + 2.6 + 1.2 \right) 7.61 \right] / 4.6$$

$$R_A = 22.25kN$$



$$\sum F_v = R_A + R_B \Rightarrow R_B = \sum F_v - R_A$$

$$R_B = 21.49 \text{ kN}$$

Les moments et les efforts tranchants :

Pour  $0 \leq x \leq 0.80$

$$M(x) = R_A x - Q_{sp} \frac{x^2}{2}$$

Pour  $0.8 \leq x \leq 3.4$

$$M(x) = R_A x - 0.80 \left(x - \frac{0.80}{2}\right) Q_{sp} - \frac{(x - 0.80)^2}{2} Q_{sv}$$

Pour  $0 \leq x \leq 1.2$

$$M(x) = R_B x - Q_{sp} \frac{x^2}{2}$$

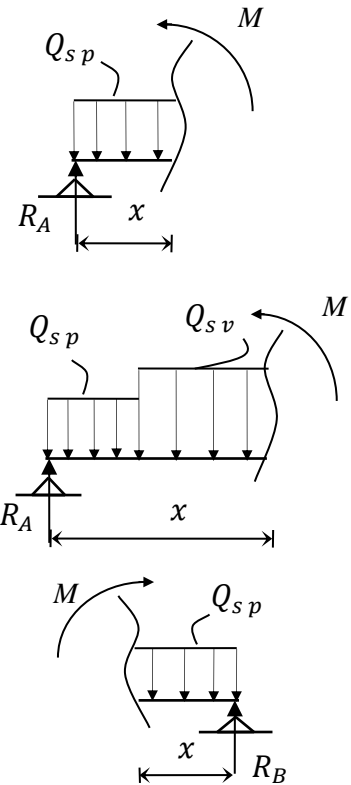


Tableau VII.04 : moment et effort tranchant a l'ELS.

$x$ $m$	Réaction $kN$	Moment fléchissant $kN.m$	$M_{max}$ $kN.m$	$M_t$ $0.8M_{max}$ $kN.m$	$M_a$ $0.3M_{max}$ $kN.m$
<b>0</b>	22.25	0	27.27	<b>21.82</b>	<b>8.18</b>
<b>0.8</b>	-	15.36			
<b>2.27</b>		27.27			
<b>3.4</b>		20.31			
<b>4.6</b>	21.49	0			

**VII.2.1.5- Calcul de ferrailage :**

La section à ferrailer est  $(1 \times 0.15)m^2$ , le calcul des armatures se fait à la flexion simple suivant les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.135 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta}$$

Le tableau suivant représente les résultats obtenus :

Tableau VII.05 : résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis.

	$M_u$ $kN.m$	$\mu$	$A'$ $cm^2$	$\alpha$	$\beta$	$A$ $cm^2$
<b>En travée</b>	30.23	0.12	0	0.16	0.94	6.84
<b>En appuis</b>	11.34	0.04	0	0.05	0.97	2.48

- **Condition de non fragilité  $A_{min}$  :**

La section minimale des armatures est comme suite :

$$A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 cm^2$$

- **Choix des armatures :**

On choisit :

**En travée :** 5 HA 14 = 7.69 cm<sup>2</sup>

**En appuis :** 3 HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

- **Espacement  $S_t$  :**

Pour les armatures principales :

$$S_t = \min(3h; 33cm) = \min(45; 33cm)$$

**En travée :**  $S_t = 20 cm$

**En appuis :**  $S_t = 33 cm$

Donc les espacements sont vérifiés

- **Armature de répartition  $A_r$  :**

**En travée :**  $A_r = A/4 = 1.92 cm^2$

**En appuis**  $A_r = A/4 = 0.85 cm^2$

En choisit pour les armatures de répartition soit en travée ou en appuis 3 HA 10 = 2.35cm<sup>2</sup>

L'espacement  $S_t = 33cm < [\min(4h; 44 cm) = \min(60; 44 cm)]$

Récapitulation :

Tableau VII.06 : récapitulation de ferrailage en travée et en appuis.

	Armature principale	Armature de répartition
En travée	5 HA 14	3 HA 10
En appuis	3 HA 12	3 HA10

#### VII.2.1.6- Vérification au cisaillement :

$$T_{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 30.73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_l$  ..... Condition vérifiée

#### VII.2.1.7- Vérification des contraintes :

L'escalier se trouve dans un local couvert, il est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes de béton. Donc les conditions la vérification de contrainte de béton se simplifier comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{30.23}{21.82} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$\alpha = 0.16 < 0.44$  ; ..... La condition est vérifiée.

- **Sur appuis :**

$\alpha = 0.05 < 0.44$  ; ..... La condition est vérifiée.

Alors il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton.

**VII.2.1.8- Vérification de la flèche :**

Il doit vérifier simultanément :

$$\frac{H}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$H = 3.8m ; l = 4.6m$$

$$\frac{H}{l} = 0.82 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{H}{l} = 0.82 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} = 0.0025 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.010 \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

**VII.2.2- Etude de poutre palière :**

La poutre palière est une poutre partiellement encastree a ses extrémités dans les poteaux, cette poutre sert d'encastrement du palier, prévue pour être un support de l'escalier, elle est, dans la plupart des cas, noyée dans l'épaisseur de paliers.

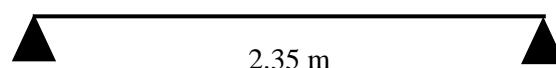
**VII.2.2.1- Pré dimensionnement de la poutre palière :**

Figure VII.03: schéma statique de poutre palière

D'après le **BAEL 91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{235}{15} \leq h \leq \frac{235}{10}$$

Ou  $L$  : représente la portée entre axe de poutre palière égale à 2.35 m.

On prend  $h = 30 \text{ cm}$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2}$$

On prend  $b = 30 \text{ cm}$

- Vérification des dimensions par le **RPA v 2003** :

$h \geq 30 \text{ cm}$  ..... **condition vérifiée.**

$b \geq 20 \text{ cm}$  ..... **condition vérifiée.**

$h/b < 4$  ..... **condition vérifiée.**

#### VII.2.2.2- Evaluation des charges :

- Charge permanentes :

Poids propre de la poutre palière :  $0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ kN/ml}$ .

Poids propre de mur en BA d'épaisseur 20 cm :  $0.2 \times 25 \times 1.9 = 9.5 \text{ kN/ml}$ .

Réaction de l'escalier :  $T_{max} = R_B/L = 29.88/2.35 = 12.47 \text{ kN/ml}$ .

Donc  $G = 24.46 \text{ kN/ml}$

- Charge d'exploitation :

$Q = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ kN/ml}$ .

#### VII.2.2.3- Combinaisons :

En ELU :  $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 34.14 \text{ kN/ml}$ .

En ELS :  $Q_s = G + Q = 25.21 \text{ kN/ml}$ .

#### VII.2.2.4- Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant représente les résultats de calcul de sollicitations :

Tableau VII.07 : sollicitations agissant sur la poutre palière.

	Moment isostatique $M_0$ $kN.m$	Moment en travée $M_t = 0.8M_0$ $kN.m$	Moment en appuis $M_a = 0.4M_0$ $kN.m$	Effort tranchant $T_{max}$ $kN$
<b>ELU</b>	23.56	18.85	9.42	40.11
<b>ELS</b>	17.41	13.93	6.96	29.62

#### VII.2.2.5- Calcul de ferrailage :

- **Ferrailage longitudinale :**

- ✓ Section de ferrailage  $30 \times 30 \text{ cm}^2$

- ✓ Hauteur utile  $d = 0.27m$ .

- ✓ Contrainte de béton  $\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$ .

- ✓ Le calcul des armatures se fait à la flexion simple suivant les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta}$$

Le tableau suivant représente les résultats obtenus :

Tableau VII.08 : résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis de poutre palière.

	$M_u$ $kN.m$	$\mu$	$A'$ $cm^2$	$\alpha$	$\beta$	$A$ $cm^2$
<b>En travée</b>	18.85	0.06	0	0.07	0.97	2.06
<b>En appuis</b>	9.42	0.03	0	0.03	0.98	1.02

- **Condition de non fragilité  $A_{min}$  :**

La section minimale des armatures est comme suite :

$$A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

**En travée :** 3 HA 12 = 3.39  $cm^2$

**En appuis :** 3 HA 10 = 2.35  $cm^2$

• **Ferrailage transversale :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.85; 3; 1.2)$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement entre les cadres :**

D'après le **RPA 99 v 2003** on a :

- Zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 30cm; 12\phi_{l \min}\right) \Rightarrow S_t = \min(7.5cm; 30 \text{ cm}; 12cm)$$

Pour des raisons de facilité de disposition des cadres on adopte  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq 15 \text{ cm.}$$

On prend  $S'_t = 15 \text{ cm.}$

#### VII.2.2.6- Vérification au cisaillement :

$$T_{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 40.11 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_l$$

.....La condition vérifiée

#### VII.2.2.7- Vérification de contrainte

On doit vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{18.85}{13.93} = 1.35$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42$$

$\alpha = 0.07 < 0.42$  ; La condition est vérifiée.

- **Sur appuis :**

$\alpha = 0.03 < 0.42$  ; La condition est vérifiée.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton.

#### VII.2.2.8- Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$h = 0.3 \text{ m} ; l = 2.35 \text{ m}$$

$$\frac{h}{l} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.12 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{2.35 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.27} = 0.0029 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.010 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Toutes les conditions posées sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

**VII.2.3- Schémas de ferrailage :**

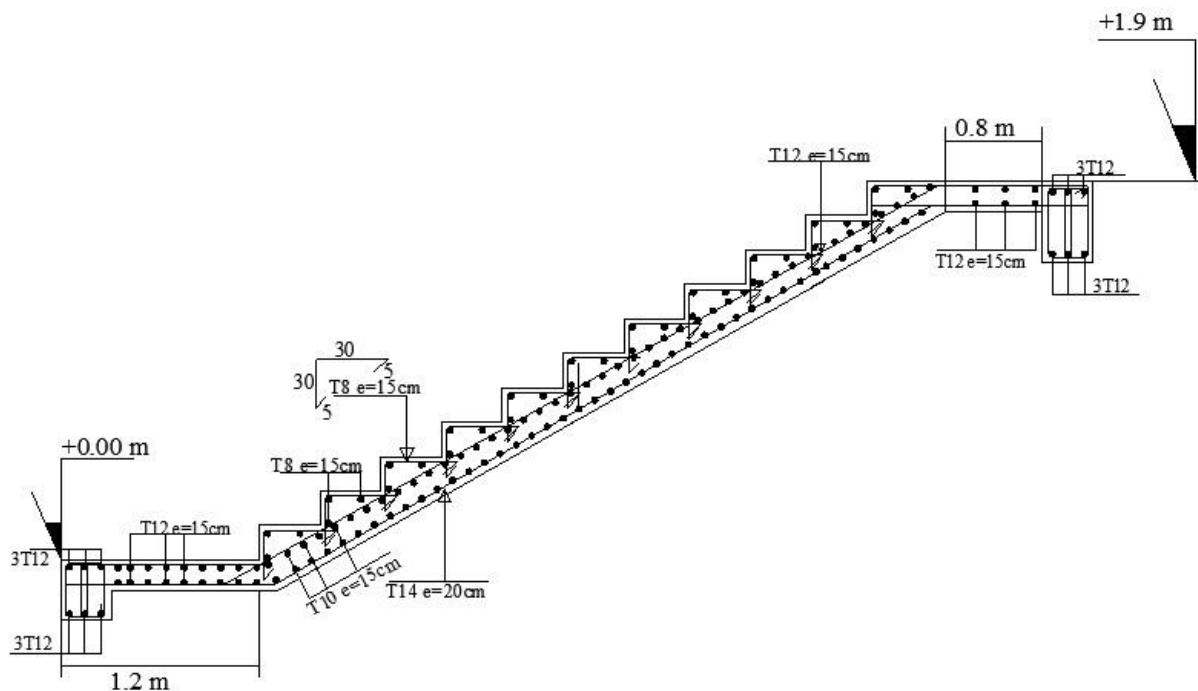


Figure VII.04 : schémas de ferrailage de l'escalier.

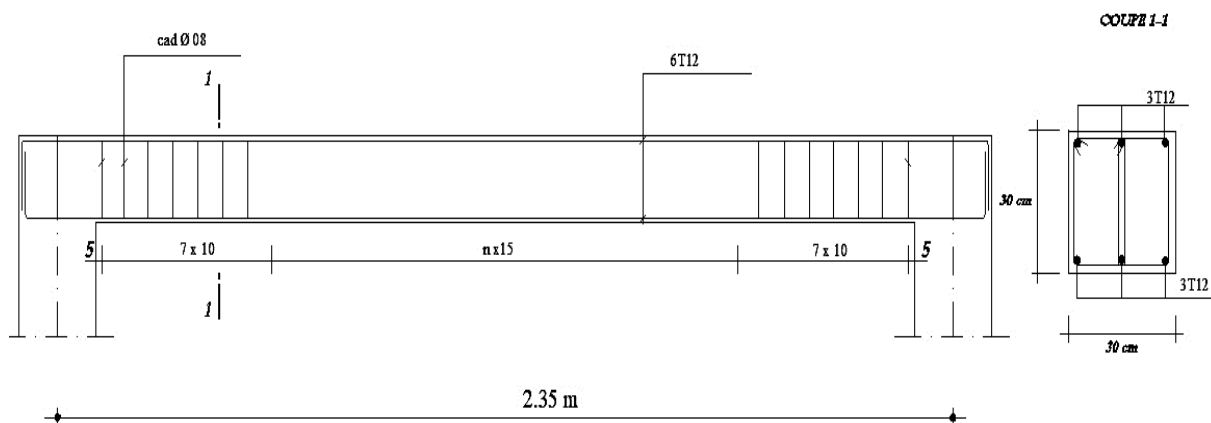


Figure VII.05 : détail de ferrailage de poutre palière.



### VII.3- Escalier métallique :

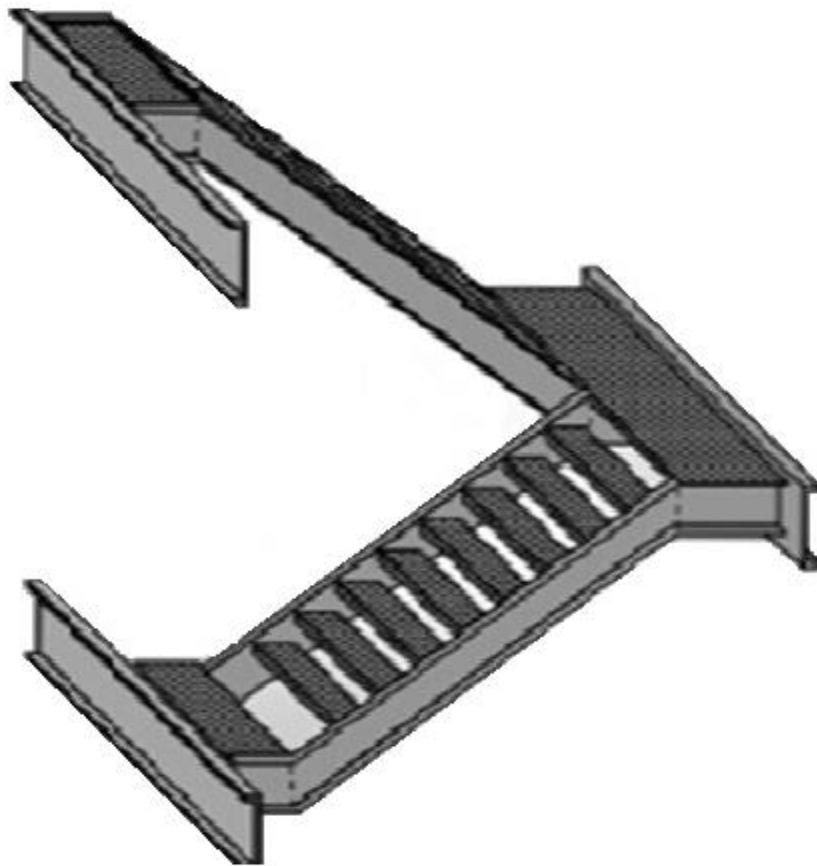


Figure VII.06 : escalier métallique [7].

#### VII.3.1- Prédimensionnement :

- **Giron et hauteur de contremarche :**

D'après la formule de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

On pose  $g = 26 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 16.5 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

On prend  $h = 17.5 \text{ cm}$

- **Calcul de nombre de contre marche pour chaque niveau :**

Pour le RDC  $H = 3.8 \text{ m}$

$n$  : le nombre des contres marches est obtenus par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{380}{17.5} = 21.71$$

On prend  $n = 22$ , donc 11 contre marche pour chaque volée.

Pour les étages courant  $H = 3.5 \text{ m}$

$n$  : le nombre des contres marches est obtenus par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{350}{17.5} = 20$$

$n = 20$ , pour l'escalier à deux volée et palier intermédiaire 10 contre marche pour chaque volée. Pour l'escalier à une seule volée le nombre de contre marches est 20.

- **Calcul longueur de ligne de foulée :**

$$L = g(n/2 - 1)$$

Pour RDC :  $L = 26 (11 - 1) = 260 \text{ cm}$ ;

Pour étage courant :  $L = 26 (10 - 1) = 234 \text{ cm}$ .

Comme il est mentionné dans la partie de calcul d'escalier en béton armé, on choisit de calcul l'escalier située au RDC, en raison de faire les calculs selon les valeurs plus défavorables (grande hauteur par rapport ou autres étages).

L'inclinaison de limon  $\alpha$  :

$$\alpha = \arctg \frac{17.5}{26} = 33.94^\circ$$

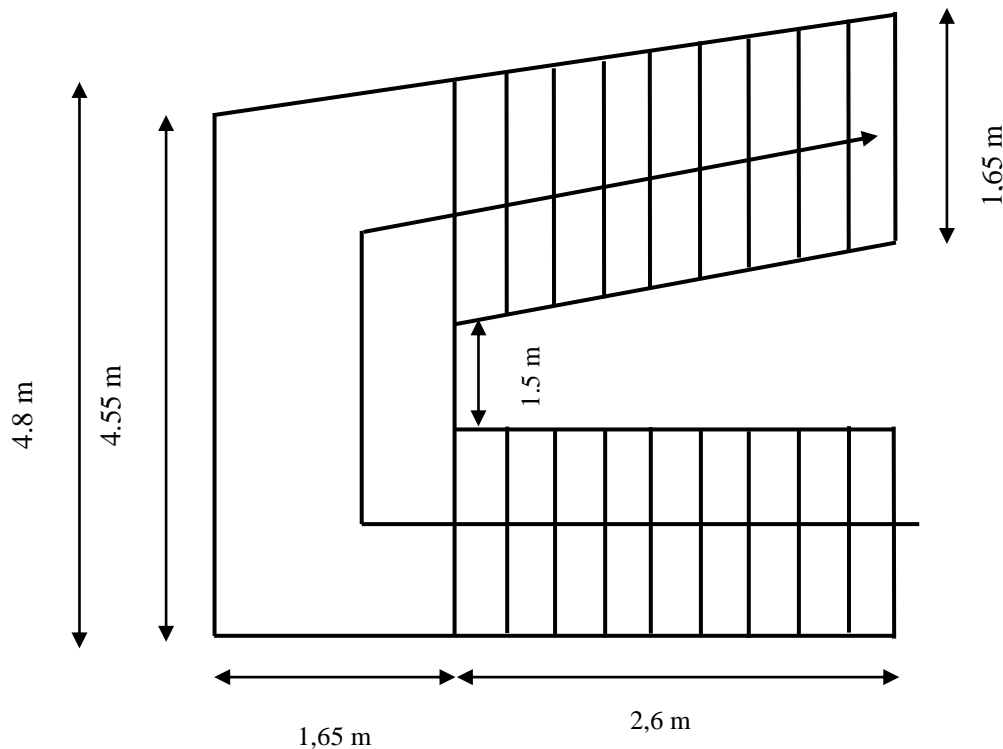


Figure VII.07 : vu en plan de l'escaliers en métal.

### VII.3.2- Evaluation des charges :

Les tableaux suivants représentent les éléments constructifs de volée et de palier intermédiaire et leurs poids propre :

Tableau VII.09 : tableau d'évaluation de charge pour palier et volée.

Désignation	Epaisseur <i>m</i>	Poids <i>kN/m<sup>2</sup></i>
Tôle striée	-	0.45
Mortier de pose	0.02	0.44
Revêtement en granite	-	0.7
Garde-corps métallique	-	0.6
	<b>G</b>	<b>2.19</b>
	<b>Q</b>	<b>2.5</b>

### VII.3.3- Combinaisons :

En ELU :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5Q = 6.71 \text{ kN/m}^2$$

En ELS :

$$Q_s = G + Q = 4.96 \text{ kN/m}^2$$

### VII.3.4- Dimensionnement des éléments porteurs :

#### VII.3.4.1- Calcul de cornière de marche :

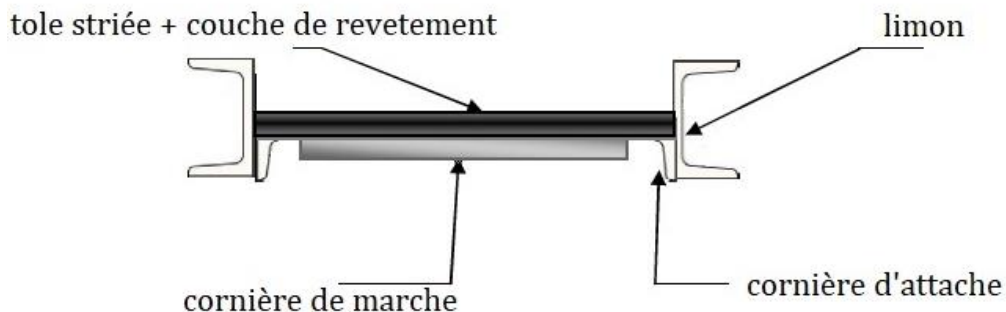


Figure VII.08 : éléments constructifs de volée d'escaliers en métal.

Le dimensionnement se fait suivant la condition de flèche puis la condition de résistance :

- **Condition de flèche :**

$$f \leq f_{adm} \Rightarrow \frac{5 Q l^4}{384 E I} \leq \frac{l}{300}$$

D'après cette égalisation on obtient :

$$I \geq \frac{1500 \times Q \times l^3}{384 E}$$

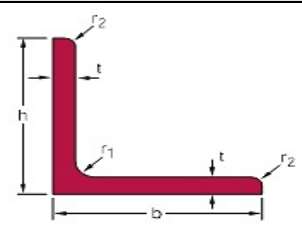
$$I \geq \frac{1500 \times (4.96 \times 0.26) \cdot 10^{-3} \times 1.65^3}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 10.77 \text{ cm}^4$$

On choisit  $L_{80 \times 80 \times 8}$ .

Tableau VII.10 : caractéristique de cornière  $L_{80 \times 80 \times 8}$ .

$L_{80 \times 80 \times 8}$					
h mm	b mm	t mm	r <sub>1</sub> mm	r <sub>2</sub> mm	A cm <sup>2</sup>
80	80	8	10	5	12.3
G Kg	$I_y = I_z$ cm <sup>4</sup>		$i_y = i_z$ cm	$W_{el y} = W_{el z}$ cm <sup>3</sup>	
9.63	72.25		2.43	12.58	



• **Vérification selon condition de résistance :**

On doit vérifier que :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

L'élément de classe 3 donc :

$$M_{Rd} = W_{el} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Sd} = \frac{Q_u l^2}{8} = (6.71 \times 0.26) \times \frac{1.65^2}{8} = 0.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 12.58 \cdot 10^{-6} \frac{235}{1.1} = 2.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

..... **La condition est vérifiée.**

**VII.3.4.2- Calcul de limon d'escalier :**

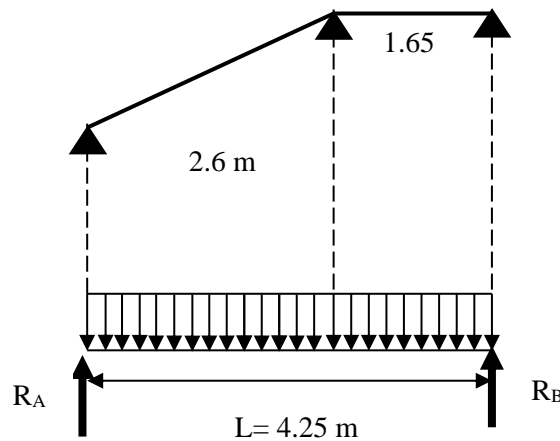


Figure VII.09 : schéma statique de l'escaliers en métal.

• **Evaluation et combinaisons des charges :**

La charge permanente sur l'un des limons est la moitié de la charge évaluée pour la volée en additionnant le poids propre des éléments porteur de marche

$$G = \frac{(2.19 \times 1.65) + 10 \times 0.096}{2} = 2.28 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$q = 1.65 \times \frac{2.5}{2} = 2.06 \text{ kN/ml}$$

• **Condition de flèche :**

$$f \leq f_{adm} \Rightarrow \frac{5 Q' l'^4}{384 E I} \leq \frac{l'}{300}$$

$$Q_s = G + q = 4.34 \text{ kN/ml}$$

$$Q'_z = Q_s \times \cos \alpha = 3.60 \text{ kN/ml}$$

$$l' = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{4.25}{\cos 33.94} = 5.12 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times Q'_z \times l'^3}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 3.06 \times 10^{-3} \times 5.12^3}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 763.96 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 175**.

Tableau VII.11 : caractéristique de l'UAP 175.

UAP 175					
h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	d mm
175	70	7.5	10.75	10.75	146
G Kg	A cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> cm
21.2	27	1270	6.85	126.4	2.16
A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>		W <sub>pl y</sub> cm <sup>3</sup>		W <sub>pl z</sub> cm <sup>3</sup>	
13.97		171.5		47.47	

- **Vérification selon condition de résistance :**

Il faut :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

D'où :  $f_y = 235 \text{ MPa}$ .

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 36.63 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 10.14 \text{ kN.m}$$

En engendrant le poids propre de l'élément :

$$G = \frac{(2.19 \times 1.65) + 10 \times 0.096}{2} + 0.21 = 2.50 \text{ kN/ml}$$

$$q = 1.65 \times \frac{2.5}{2} = 2.06 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 q = 6.46 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{uy} = Q_u \times \sin \alpha = 3.70 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{uz} = Q_u \times \cos \alpha = 5.51 \text{ kN/ml}$$

$$M_{Sd.y} = \frac{Q_z l'^2}{8} = \frac{5.51 \times 5.12^2}{8} = 18.05 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.z} = \frac{Q_y l'^2}{8} = \frac{3.70 \times 1.65^2}{8} = 1.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.y} < M_{ply} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{Sd.z} < M_{plz} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**N.B :** Dans le calcul de moment élastique  $M_{zSd}$  la portée dans le plan z-z est entre les appuis qui sont formés par l'existence de cornière d'attache est cornière de marche, on a calculé le moment suivant la grande distance entre les appuis (entre les poutres de paliers intermédiaire).

- **Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier :

$$V_{Sd.z} < V_{plz.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Pour UAP 175 :  $A_{vz} = 13.97 \text{ cm}^2$

$$V_{Sd.z} = \frac{Q_{uz} l}{2} = 5.51 \frac{5.12}{2} = 14.10 \text{ kN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{13.97 \times 10^{-4} \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 172.31 \text{ kN}$$

..... La condition est vérifiée.

### VII.3.4.3- Calcul de poutre de palier :

- **Evaluation des charges :**

Chaque poutre doit être reprendre la moitié de la charge sur le palier donc :

$$G = \frac{2.19 \times 1.65}{2} = 1.81 \text{ kN/ml}$$

$$q = 1.65 \times \frac{2.5}{2} = 2.06 \text{ kN/ml}$$

- **Détermination des sollicitations :**

D'après la modélisation de l'escalier dans le logiciel **SAP2000** les moments obtenus sont :

$$M_{Sd.y} = 4.2 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd.z} = 9.6 \text{ kN.m}$$

- **Prédimensionnement de la poutre :**

$$M_{Sd.y} \leq M_{ply}$$

Alors :

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{Sd.y} \times \gamma_{M0}}{f_y} ; W_{ply} \geq \frac{4.2 \cdot 10^{-3} \times 1.1}{235}$$

$$W_{ply} \geq 19.65 \text{ cm}^3$$

$$M_{Sd.z} \leq (M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$W_{plz} \geq \frac{M_{Sd.z} \times \gamma_{M0}}{f_y} ; W_{plz} \geq \frac{9.6 \cdot 10^{-3} \times 1.1}{235}$$

$$W_{plz} \geq 44.93 \text{ cm}^3$$

On choisit **UAP 200**.

Tableau VII.12 : caractéristique de l'UAP 200.

UAP 200					
h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	d mm
200	70	7.5	11.5	11.5	154
G Kg	A cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> cm
25.1	32.00	1946	7.8	169.7	2.3
A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>		W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>		W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	
16.67		230.1		58.29	

- **Vérification selon la condition de flèche :**

Depuis les résultats de l'analyse de l'escalier par **SAP2000**, la valeur de flèche maximale de poutre palière égale à (voir *annexe D*) :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{4.8}{200} = 0.024 \text{ m}$$

$$f_{y \max} = 0.018 \text{ m} < f_{adm}$$

$$f_{z \max} = 0.013 \text{ m} < f_{adm}$$

- **Selon la condition de résistance :**

Après on a affecté la section propre des poutres, des nouvelles valeurs des moments sont apparaitrais, donc on revérifier l'élément selon ces valeurs :

$$M_{sd,y} = 27.27 \text{ kN.m} \text{ et } M_{sd,z} = 9.337 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply} = 49.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz} = 12.45 \text{ kN.m}$$

..... **Les conditions sont vérifiées.**

#### **VII.4- Etude de gradins :**

Le bâtiment comporte des gradins au niveau de RDC qui composent l'auditorium. Ils sont définis comme une succession de plateaux de hauteur croissante, utilisé par des spectateurs pouvant être assis tout en ayant une bonne visibilité. Il existe des gradins sans chaises, avec une hauteur de marche forte, et des gradins avec chaises. Le calcul de gradin est souvent assimilé à un escalier droit qui en diffère par son principe constructif.

Leurs dimensions pour notre cas sont les suivantes :

- ✓ Hauteur de chaque niveau de gradin  $h_g = 0.19 \text{ m}$ .
- ✓ Larguer de chaque gradin  $l_g = 0.94 \text{ m}$ .



- ✓ Hauteur d'étage  $H = 3.8 \text{ m}$ .
- ✓ Longueur totale, entre appuis, de limon  $L = 8.02 \text{ m}$ .
- ✓ L'inclinaison  $\alpha = \text{artg} (h_g/l_g) = 11.42^\circ$ .

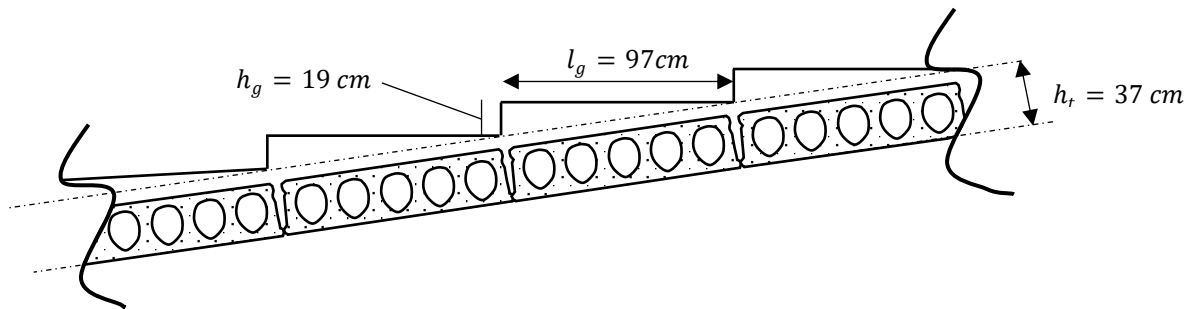


Figure VII.08 : dimensions des gradins.

#### VII.4.1- Evaluation des charges :

Charge permanente :

Poids de la dalle (accessoire d'exploitation et revêtement sont incluse)  $9 \text{ kN/m}^2$

Poids de support estimé  $0.1 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation :

$$Q = 4 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{DTR BC 2.2})$$

#### VII.4.2- Calcul de limon des gradins :

Les limons sont des poutres en PRS intégrée dans dalle inclinée, au contrairement à celle intégrée dans les planchers courants, ces poutres des section non mixtes inclinées. On choisit les poutres de **HEM 280**, on a procédé les calculs à l'aide de l'application **ArcelorMittalcoSFBv1.5**.

Cette application est destinée à faciliter la conception et le calcul de poutre intégrée dans les planchers mixtes selon les principes des Eurocodes (de 1 jusqu'à 4). Grâce à son interface graphique et conviviale, son utilisation ne nécessite pas une longue durée de formation. Cependant, l'utilisateur doit posséder une connaissance appropriée dans les domaines des structures métalliques ou mixtes acier-béton armé. Le domaine d'application est limité à des poutres statiquement déterminés appuyées sur ces deux extrémités (La modélisation par cette application ainsi le rapport de calcul sont détaillées dans l'*annexe E*).



A l'aide de **ArcelorMittal coSFBv1.5** on obtient les vérifications suivantes :

##### VII.4.2.1- Critère de flexion :

$$M_{max.Sd} = 470.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 1281.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} < M_{pl.Rd}$$

**La condition est vérifiée.**

#### VII.4.2.2- Critère de résistance au cisaillement :

$$V_{Sd} = 235.34 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = 1342.10 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} < V_{pl.Rd}$$

**La condition est vérifiée.**

#### VII.4.2.3- Vérification des contraintes dans la section d'aciers :

Dans la fibre supérieure :

$$\sigma_1 = -83.85 \text{ MPa}$$

Dans la fibre inférieure :

$$\sigma_2 = 75.89 \text{ MPa}$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) < f_y \Rightarrow 83.4 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

**La condition est vérifiée.**

#### VII.4.2.4- Critère de flèche maximale :

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{8.02}{300} = 26.73 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 11.8 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm}$$

**La condition est vérifiée.**

### VII.5- L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique servant à déplacer, verticalement, des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. Il est prévu pour les structures de plus de cinq étages, dont les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long de la glissière verticale dans une cage appelée cage (ou gaine) d'ascenseur, de surface  $S = 1,6 \times 1,6 \text{ m}^2 = 2,56 \text{ m}^2$ , pouvant charger six personnes (6.25 kN, et de faible vitesse  $v = 1 \text{ m/s}$ ). Cette cabine est reliée avec un contrepoids par des câbles passant par la poulie d'entraînement (poulie du treuil qui fonctionne par adhérence).

Le contrepoids a pour rôle d'équilibrer le poids de la cabine appelé poids mort, plus la moitié du poids de charge maximale.

La machinerie est le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs et commande, assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur (frein). Elle se trouve au-dessus de la gaine. Dans ce cas, le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs (le treuil de levage et sa poulie), la cabine et le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 20 cm, et repose sur ses 04 cotés.

Notre bâtiment comporte 4 ascenseurs avec surfaces identique dans les dimensions sont présentées comme suit :

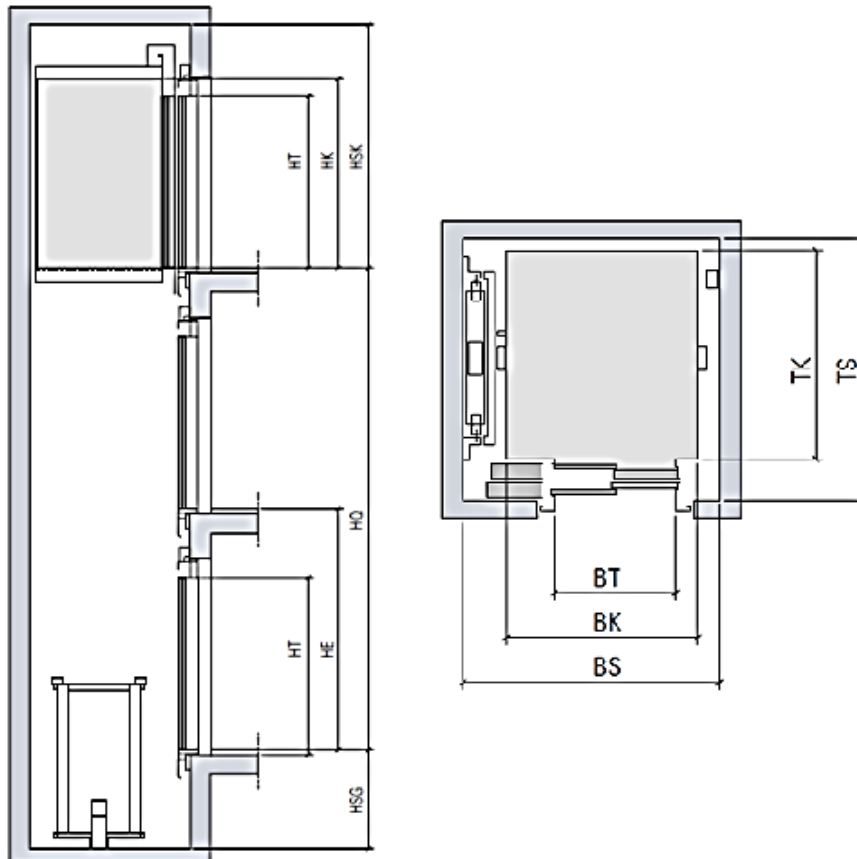


Figure VII.09 : schémas de l'ascenseur en plan et en élévation.

- La charge outil :  $Q = 6.25 \text{ kN}$
- Vitesse nominale  $1 \text{ m/s}$ .
- Course : jusqu'à  $45 \text{ m}$ .
- La distance entre étages :  $H_{e \max} = 3.8 \text{ m}$ .
- La largeur de cabine ;  $B_k = 1.2 \text{ m}$ .
- La longueur de cabine :  $T_s = 1.25 \text{ m}$ .
- La hauteur de cabine :  $H_k = 2.135 \text{ m}$ .
- La largeur de porte :  $B_t = 0.9 \text{ m}$ .
- La hauteur de porte :  $H_t = 2 \text{ m}$ .
- La largeur de gain :  $B_s = 1.6 \text{ m}$ .
- La profondeur de gain : pour un accès  $T_s = 1.6 \text{ m}$ .

- Profondeur de cuvette :  $H_{SG} = 1.06$

### VII.5.1- Evaluation des charges :

La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est la somme des charges calculé selon le **NF P 82-201** (Ascenseurs et monte-charge électriques ou commandés électriquement), elle est calculée comme suit :

- **Masse de cabine  $M_{cab}$ :**

$$M_{cab} = S_{lat} \times 0.115 \times 1.1$$

$$S_{lat} = (2 T_s + B_s) \times H_k = 10.25 \text{ m}^2$$

$$M_{cab} = 1.35 \text{ kN}$$

- **Masse de plancher  $M_{pla}$ :**

$$M_{pla} = S \times 1.1$$

$$S = B_s \times T_s = 2.56 \text{ m}^2$$

$$M_{pla} = 2.82 \text{ kN}$$

- **Masse de toit  $M_{toit}$**

$$M_{toit} = S \times 0.2$$

$$M_{toit} = 0.51 \text{ kN}$$

- **Masse de l'arcade  $M_{arc}$  :**

$$M_{arc} = (0.8 \times B_s) + 0.6$$

$$M_{arc} = 1.88 \text{ kN}$$

- **Masse de parachute  $M_{par}$ :**

$$M_{par} = 1 \text{ kN}$$

- **Masse de porte  $M_{port}$ :**

$$M_{port} = 0.25 \times S_{por} + 0.6$$

$$S_{por} = H_t \times B_t = 1.8 \text{ m}^2$$

$$M_{port} = 1.05 \text{ kN}$$

- **Masse estimée d'accessoires  $M_{acc}$**

$$M_{acc} = 0.8 \text{ kN}$$

- **Masse de polie de mouffage  $M_{pol}$ :**

$$M_{pol} = 2 \times 0.3 = 0.6 \text{ kN}$$

- **Le poids mort  $P_m$  :**

$$P_m = \Sigma M_i$$

$$P_m = 10.01 \text{ kN}$$

- **Masse de câble  $P_{cab}$  :**

On a deux poulies donc 4 câble avec des diamètres  $D_{cable}$  :

$$\frac{D_{poulie}}{D_{cable}} = 45 \Rightarrow D_{cable} = \frac{D_{poulie}}{45}$$

$$D_{cable} = \frac{500}{45} = 11.11 \text{ mm}$$

Longueur de câble  $L_{cable}$  :

$$L_{cable} = H_{total} + H_{SG} - H_k = 34 + 1.06 - 2.135$$

$$L_{cable} = 33.93 \text{ m}$$

$$P_{cab} = n \times L_{cable} \times 3.9 \times 10^{-3}$$

$$P_{cab} = 0.53 \text{ kN}$$

- **Masse de contre poids  $P_{cp}$  :**

$$P_{cp} = P_m + Q/2$$

$$P_{cp} = 13.14 \text{ kN}$$

- **Masse de treuil + moteur  $P_{tm}$  :**

$$P_{tm} = 1.2 \text{ kN}$$

Donc la charge permanente  $G_{asc}$  est la somme des poids  $P_i$  :

$$G_{asc} = \Sigma P_i$$

$$G_{asc} = 24.88 \text{ kN}$$

La charge d'exploitation

$$Q_{asc} = 6.25 \text{ kN}$$

### VII.5.2- Etude de la dalle machine :

#### VII.5.2.1- Sens de travail de la dalle machine

$$l_x = l_y = 1.60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

Donc on a une dalle portante dans deux sens.

**VII.5.2.2- Détermination de l'épaisseur de la dalle :**

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 0.032 < e < 0.16$$

Pour plus de sécurité on prend l'épaisseur de la dalle machine  $e$  :

$$e = 20 \text{ cm}$$

**VII.5.2.3.- Combinaison des charges :**

- **Charge permanente :**

Poids propre de la dalle machine :  $G_p = 0.2 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$

Poids du système ascenseur :  $G_{asc} = 24.88 \text{ kN/m}^2$

- **Surcharge d'exploitation :**

Sur la dalle :  $Q_p = 1 \text{ kN/m}^2$

Dans l'ascenseur :  $Q_{asc} = 6.25 \text{ kN/m}^2$

- **Charge uniformément répartie sur toute la surface  $(1.60 \times 1.60) \text{ m}^2$  :**

$$Q_{u_p} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 8.25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s_p} = G_p + Q_p = 6 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge uniformément répartie sur toute la tôle sous moteur  $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ :**

$$Q_{u_{asc}} = 1.35G_{asc} + 1.5Q_{asc} = 42.96 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s_{asc}} = G_{asc} + Q_{asc} = 31.13 \text{ kN/m}^2$$

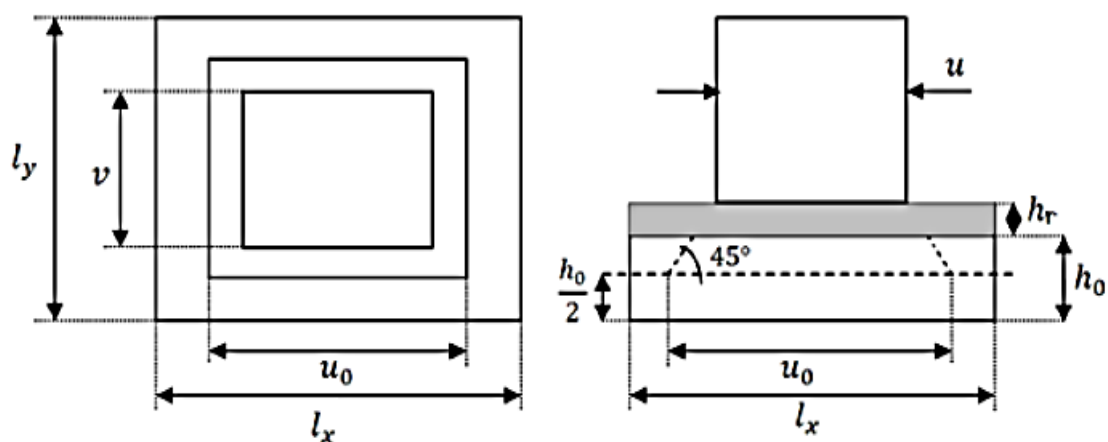
**VII.5.2.4- Calcul des sollicitations :**

Figure VII.10 : la méthode de **PIGEAUD**.

Par la méthode de **PIGEAUD** :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

$\nu$  : coefficient de **POISSON**, qui prend deux valeurs selon l'état limite :

En ELU :  $\nu = 0$

En ELS :  $\nu = 0.2$

- **Charge uniformément répartie sur toute la surface en utilisant le tableau de PIGEAUD :**

$$P = Q_{u,s}(l_x \times l_y)$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.60} = 1 \Rightarrow M_1 = 0.037$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1.60}{1.60} = 1 \Rightarrow M_2 = 0.037$$

- ELU :  $\nu = 0$

$$P_u = Q_{u,p}(l_x \times l_y) = 8.25(1.60 \times 1.60) = 21.12 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = M_1 \times P_u = 0.037 \times 21.12 = 0.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = M_2 \times P_u = 0.037 \times 21.12 = 0.79 \text{ kN.m}$$

- ELS :  $\nu = 0.2$

$$P_s = Q_{u,p}(l_x \times l_y) = 6(1.60 \times 1.60) = 15.36 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)P_s = (0.037 + 0.2 \times 0.037) \times 15.36 = 0.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)P_s = (0.037 + 0.2 \times 0.037) \times 15.36 = 0.68 \text{ kN.m}$$

- **Charge uniformément répartie sur une surface concentrique :**

$$P = Q_{u,s}(v_0 \times v_0)$$

$$u = 0.8 \text{ m}$$

$$v = 0.8 \text{ m}$$

$$u_0 = v + h + 2h_r \Rightarrow v_0 = 80 + 20 + 2 \times 3 \Rightarrow u_0 = 1.06 \text{ m}$$

$$v_0 = v + h + 2h_r \Rightarrow v_0 = 80 + 15 + 2 \times 3 \Rightarrow v_0 = 1.06 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.60} = 1$$

En ELU :  $\nu = 0$

$$\frac{\nu_0}{l_x} = \frac{106}{160} = 0.66 \Rightarrow M_1 = 0.076$$

$$\frac{\nu_0}{l_y} = \frac{106}{160} = 0.66 \Rightarrow M_2 = 0.076$$

$$P_u = Q_{u_{asc}}(\nu_0 \times \nu_0) = 42.96 (1.06 \times 1.06) = 48.26 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{x2} = M_1 \times P_u = 0.076 \times 48.96 = 3.72 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = M_2 \times P_u = 0.076 \times 48.96 = 3.72 \text{ kN.m}$$

En ELS :  $\nu = 0.2$

$$P_s = Q_{s_{asc}}(\nu_0 \times \nu_0) = 31.13 (1.06 \times 1.06) = 34.98 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{x2} = (M_1 + \nu M_2) \times P_s = (0.076 + 0.2 \times 0.076) \times 34.98 = 3.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = (M_2 + \nu M_2) \times P_s = (0.076 + 0.2 \times 0.076) \times 34.98 = 3.73 \text{ kN.m}$$

- **Superposition des moments :**

Tableau VII.13 : Calcul des moments sollicitant la dalle machine.

		En ELU		En ELS	
		Selon X	Selon Y	Selon X	Selon Y
<b>Moments</b>	<b>Sous charge UR</b>	0.76 kN.m	0.76 kN.m	0.68 kN.m	0.68 kN.m
	<b>Sous charge C</b>	3.72 kN.m	3.72 kN.m	3.37 kN.m	3.37 kN.m
	<b>Superposition</b>	4.5 kN.m	4.5 kN.m	4 kN.m	4 kN.m
	<b>En travée</b>	$M_{t_x} = M_{t_y} = 0.8M_u$ $M_t = 3.6 \text{ kN.m}$		$M_{t_x} = M_{t_y} = 0.8M_s$ $M_t = 3.2 \text{ kN.m}$	
	<b>En appuis</b>	$M_{a_x} = M_{a_y} = 0.5 M_u$ $M_a = 2.25 \text{ kN.m}$		$M_{a_x} = M_{a_y} = 0.5 M_s$ $M_a = 2 \text{ kN.m}$	
	<b>L'effort Tranchant</b>	13.75 kN		-	

(Sous charge UR : sous charge uniformément répartie ; Sous charge C ; sous charge concentrique).

#### VII.5.2.5- Calcul ferrailage :

Le calcul de ferrailage de la dalle machine se fait à la flexion simple dans les deux sens de travail, en prenant une bande de 1 m de largeur et on procède les calculs par les formules suivantes :

Puisque  $M_x = M_y$ , on aura donc le même ferrailage suivant les deux directions



- ✓ Section a ferrailé  $(1 \times 0.2)m^2$
- ✓ La hauteur outil de section :  $d = 0.9 h = 0.18$
- ✓ Contrainte de béton :  $\sigma_b = 22.67 MPa$
- ✓ Contrainte de l'aciers des armatures  $\sigma_s = 348 MPa$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_U}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

• **Section minimale des armatures :**

- Selon le sens de y :

$$\rho_0 = \frac{2}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{2}{25} = 0.08$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h = 0.08 \times 1 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

- Selon le sens de x :

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} A_{ymin} = \frac{3 - \left(\frac{1.6}{1.6}\right)}{2} \times 1.6 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.14 : Calcul des sections de ferrailage de dalle pleine.

		$M_u$ <i>kN.m</i>	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_u$ <i>cm<sup>2</sup></i>	$A_{min}$ <i>cm<sup>2</sup></i>	Le choix	$A_{fer}$ <i>cm<sup>2</sup></i>	St <i>cm</i>
Sens X, Y	En travée	3.6	0.004	0.005	0.99	0.61	1.6	4 HA 10	3.14	25
	En appuis	2.25	0.003	0.003	0.99	0.35	1.6	4 HA 10	3.14	25

En raison de toutes les valeurs de moment réduit  $\mu$  sont inférieure à  $\mu_{AB} = 0.186$ , pour cela il y pas des armatures comprimées  $A' = 0$ .

**VII.5.2.6- Vérification de poinçonnement :**

On doit vérifier que :

$$P \leq 0.045 \frac{P_c \times e \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$P = Q_{uasc} (0.8 \times 0.8) = 27.95 \text{ kN}$$

$P_c$  : Périmètre au niveau moyen ( $h_0/2$ )

$$P_c = 2(v_0 + v_0) = 4.24 \text{ m}$$

Alors :

$$0.045 \frac{P_c \times h_0 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.24 \times 0.2 \times \frac{40 \times 10^3}{1.5} = 1017.6 \text{ kN}$$

$$P = 27.95 \text{ kN} < 1017.6 \text{ kN}$$

**Pas de risque de poinçonnement de la dalle.**

#### VII.5.2.7- Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant  $T_{u \max}$  :

$$T_{u \max} = \frac{Q_{u \text{asc}} \times 0.8^2}{2} = 13.75 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{13.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_l$$

..... La condition est vérifiée.

#### VII.2.5.8- Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91 avec la fissuration de la dalle est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier donc :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\text{La contrainte admissible du béton : } \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de l'acier des armatures selon l'état de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2/3 \cdot f_e; 100\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 241 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte du béton } \sigma_b = k \times y$$

$$\text{La contrainte de l'acier } \sigma_s = 15 k (d - y)$$

$y$  : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2} by^2 - 15 A_{fer} (d - y) = 0 \Rightarrow by^2 + 30 A_{fer} y - 30 A_{fer} d = 0$$

L'équation donc devient :

$$100y^2 + 94.2y - 1695.6 = 0$$

Après la résolution, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 3.7 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A_{fer} (d - y)^2 = 11319.91 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser \max}}{I} = \frac{3.2 \times 10^{-3}}{11319.91 \times 10^{-8}} = 28.26 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 3.7 \times 10^{-2} \times 28.26 = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 15 \times 28.26 (0.18 - 0.037) = 60.61 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

.....Les deux conditions sont remplies.

#### VII.5.2.9- Vérification de condition de flèche :

Les règles **CBA93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

Avec :

$h$  : hauteur totale de section (l'épaisseur de la dalle).

$l$  : est la portée de travée  $l = 1.6 \text{ m}$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{1.6} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.12 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser \max}}{M_{u \max}} = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.18} = 0.0017 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.0101 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile. Car il n'y pas de risque.

### VII.6- Réservoir d'eau enterré en béton armé :

Dans le cadre d'une démarche écologique, le bâtiment comporte un système de récupération de l'eau de pluie, ce système se décompose en trois parties principales :

- Une surface de captage : la forme inhabituelle de toiture offre une meilleure surface et inclinaison pour la récupération de l'eau de pluie.
- Un système d'acheminement de l'eau qui la transporte jusqu'au réservoir de stockage (gouttières).
- Un réservoir pour stocker l'eau collecté.

On intéresse, dans la présente partie, l'étude de troisième élément de ce système ; réservoir de stockage de l'eau.

#### VII.6.1- Présentation de réservoir :

Les réservoirs servent d'emmagasine temporairement l'eau en attendant sa distribution, ils peuvent être surélevés, semi enterrés ou totalement enterrés dans le sol selon la conception adopté.

Le bâtiment comporte donc un réservoir d'eau en béton armé, au niveau de sous-sol, donc un réservoir enterré dont les dimensions sont comme suit :

Largeur de réservoir  $L_r = 3.75 \text{ m}$

Longueur totale de réservoir  $L = 20.55 \text{ m}$

Hauteur des parois  $H_r = 3.2 - 0.3 = 2.9 \text{ m}$

L'épaisseur de parois  $e = 0.2 \text{ m}$

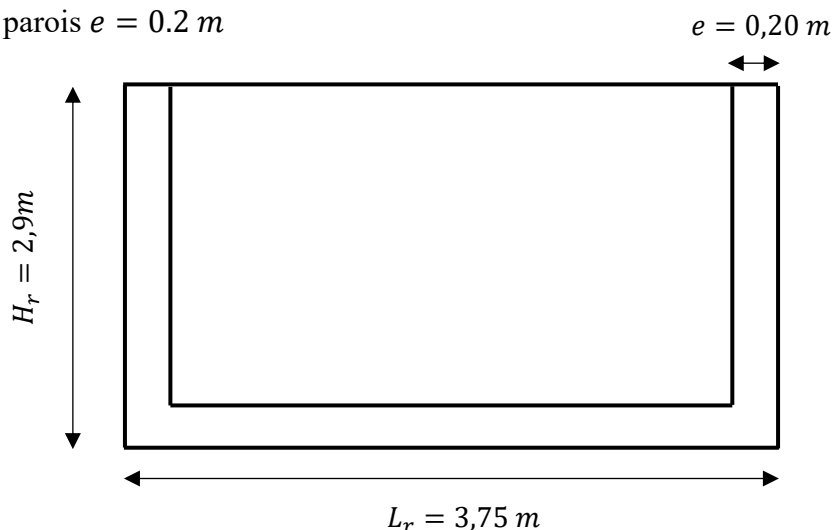


Figure VII.11 : coupe en élévation de réservoir en béton armé.

#### VII.6.2- Vérification des dimensions :

La vérification de dimensions permet de choisir la méthode de calcul, le réservoir est classifié comme petite si les conditions suivantes sont remplies :

Epaisseur minimale 12 cm .....**condition est vérifiée.**

Longueur quelconque.....**condition est vérifiée.**

Largeur ne dépasse pas 6 m.....**condition est vérifiée.**

Hauteur environ 3 m .....**condition est vérifiée.**

Toutes les conditions sont remplies, donc le réservoir est considéré comme petit.

Dans le cas des petits réservoirs, la méthode de calcul consiste à étudier deux tranches ; la première est composée de 2 consoles et une traverse (paroi et fond), la deuxième tranche appartient à la paroi restée. Ils sont calculés dans selon deux cas ; pleine et vide.

### VII.6.3- Donnée de calcul :

- ✓ Poids volumique de sol :  $\gamma = 20.2 \text{ KN/m}^3$ .
- ✓ L'angle de frottement interne :  $\varphi = 10.9^\circ$
- ✓ Poids volumique de l'eau  $\rho_e = 11 \text{ kN/m}^3$ .
- ✓ Longueur de traverse  $L_r = 3.75 \text{ m}$ .
- ✓ Hauteur des consoles (parois)  $H_r = 2.9 \text{ m}$ .
- ✓ Epaisseur de paroi  $e = 0.2 \text{ m}$ .

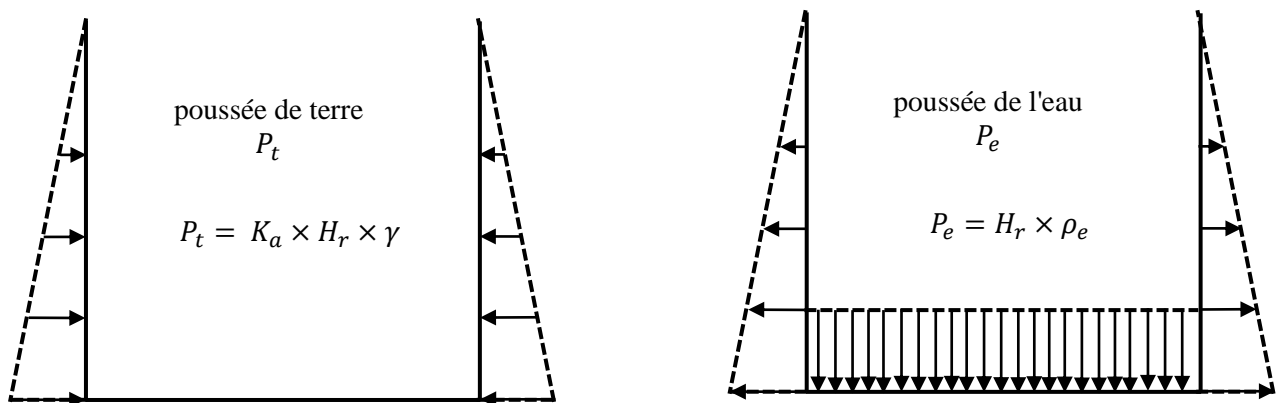


Figure VII.12 : efforts sollicitant la première tranche.

### VII.6.4- Cas de réservoir plein :

Les efforts sollicitant les parois dans ce cas ; de sens contraire ; la poussée de terre agissant sur seulement l'un des parois, d'autre part la poussée hydrostatique de liquide (l'eau) sollicite l'ensemble.

La recherche de cas plus défavorable pour une marge de sécurité considérable, nous conduire à calcul le réservoir dans le cas plein en négligeant l'effet de poussé de terre et prend en compte uniquement la poussée hydrostatique de l'eau.

#### VII.6.4.1- Calcul de première tranche :

La première tranche est composée de parois latérale (consol) et la traverse au niveau de fond, ils sont sollicités, dans le cas où le réservoir est plein, par la pression hydrostatique de liquide (eau).

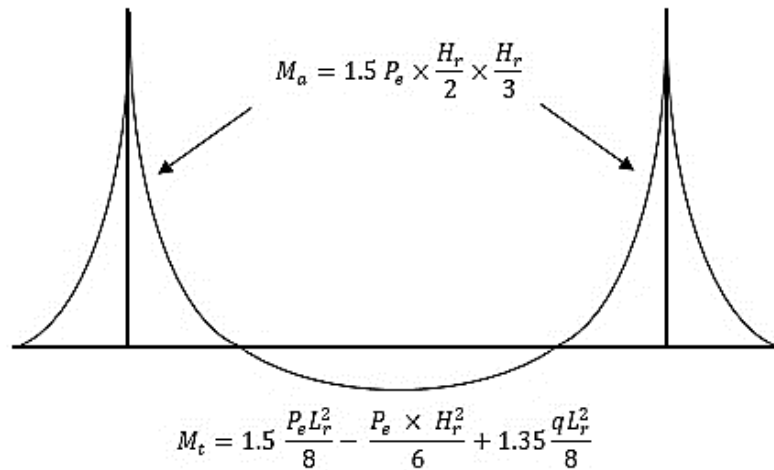


Figure VII.13 : diagramme des moments sollicitant la première tranche.

- **Calcul de console :**

Le console se calcul selon la flexion simple, dont l'unique sollicitation est due la poussée hydrostatique de l'eau  $P_e$ . En prenant une bande de 1 m de largeur et on procède les calculs :

- **Moment d'encastrement (moment au nœud console-traverse) :**

$$M_a = 1.5 P_e \times \frac{H_r}{2} \times \frac{H_r}{3}$$

$$M_a = 1.5 \frac{P_e \times H_r^2}{6}$$

$$P_e = H_r \times \rho_e$$

$$P_e = 2.9 \times 11 = 31.9 \text{ kN/m}^2$$

$$M_a = 1.5 \frac{P_e \times H_r^2}{6}$$

$$M_a = 1.5 \times 31.9 \times \frac{2.9^2}{6}$$

$$M_a = 67.06 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de ferrillage :**

- ✓ Section de ferrillage :  $(1 \times 0.20) \text{ m}^2$

- ✓ Hauteur utile de section :  $d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$

- ✓ Contrainte de béton :  $\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$

- ✓ Contrainte de l'acier des armatures  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tableau VII.15 : Calcul de ferrailage de console de 1<sup>ère</sup> tranche du réservoir.

	$M_a$ <i>kN.m</i>	$\mu$	$A'$ <i>cm<sup>2</sup></i>	$\alpha$	$\beta$	$A$ <i>cm<sup>2</sup></i>
<b>Console</b>	67.06	0.15	0	0.20	0.91	11.65

- **Condition de non fragilité  $A_{min}$  :**

La section minimale des armatures est comme suite :

$$A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

On choisit : 8 HA 14 = 12.3 *cm<sup>2</sup>*

- **Espacement  $S_t$  :**

$$S_t = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33\text{cm})$$

Pour notre cas :  $S_t = 12.5 \text{ cm}$

Donc l'espacement est vérifiée.

- **Armature de répartition  $A_r$  :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.3}{4}$$

$$A_r = 3.07 \text{ cm}^2$$

En choisit pour les armatures de répartition 3 HA 12 = 3.39 *cm<sup>2</sup>*.

Dont l'espacement est vérifié :

$$(S_t = 33\text{cm} < [\min(4h; 44 \text{ cm}) = \min(60; 44 \text{ cm})]).$$

**N.B :**

Il y a lieu de pris en compte que la pression hydrostatique de l'eau n'est pas uniforme tout au long la hauteur de parois étudier (pression sous forme triangulaire d'une valeur maximale à la base et nulle au sommet), dans ce cas, d'un point de vue économique on adopte le ferrailage calculé pour la moitié inférieure de parois sans modification, par contre pour la moitié supérieure de la console ; moins sollicité ; on arrête une barre entre deux de ferrailage longitudinal soit 4 HA16/ml.

- **Calcul de traverse :**

Dans ce cas le traverse, se calcul suivant la flexion composée ; la sollicitation est donc combinée de moment  $M$  et un effort normal (de traction)  $N$  :

- **En travée :**

$$M_t = 1.5 \frac{P_e L_r^2}{8} - \frac{P_e \times H_r^2}{6} + 1.35 \frac{q L_r^2}{8}$$

$$N = 1.5 P_e \frac{H_r}{2}$$

- **En appuis :**

$$M_a = 1.5 \frac{P_e \times H_r^2}{6}$$

$$N = 1.5 P_e \frac{H_r}{2}$$

D'où  $q$  : est le poids propre de traverse en béton armé.

En raison de ce réservoir est enterré ; la traverse est repose sur le sol ; alors toutes les sollicitations verticales sont équilibrées par la réaction de sol. La traverse donc est sollicité par un moment constant dans tout la section  $M_a$  combinée par l'effort normal  $N$  de traction.

$$M_a = 67.06 \text{ kN.m}$$

$$N = 69.38 \text{ kN}$$

- **Calcul de ferrailage :**

- ✓ Section de ferrailage ( $b \times h$ ) =  $(1 \times 0.20) \text{ m}^2$

- ✓ Hauteur outil  $d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$

- ✓  $d_1 = h - d = 0.02$

- ✓ Contrainte de béton :  $\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$

- ✓ Contrainte de l'aciers des armatures  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

L'excentricité  $e_0$  :

$$e_0 = \frac{M_a}{N} = \frac{67.06}{69.38} = 0.96 \text{ m}$$

L'effort normale est appliqué à l'extérieur la section ( $e_0 > h$ ), et par conséquent, cette section est partiellement tendue (partiellement comprimée). On doit calcul la section fictive des armatures  $A_f$  suivant la flexion simple due au moment  $M_{uA}$ , puis on l'effectue une correction pour l'obtention de section finale de ferrailage  $A$ .

- **Calcul de section fictif  $A_f$ :**

$$M_{uA} = e_{uA} \times N$$



$$e_{uA} = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d_1\right)$$

$$e_{uA} = 1.04 \text{ m}$$

$$M_{uA} = 1.04 \times 69.38$$

$$M_{uA} = 72.16 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = 0.16$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0.186$$

$$A'_f = A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.22$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.91$$

$$A_f = \frac{M_{uA}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 12.65 \text{ cm}^2$$

Section finale des armature A :

$$A = A_f + \frac{N}{\sigma_s} = 12.65 + \frac{68.38}{348} 10 = 14.61 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité  $A_{min}$  :**

La section minimale des armatures est comme suite :

$$A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

On choisit : 8 HA 16 = 16.1 cm<sup>2</sup>

- **Espacement  $S_t$  :**

$$S_t = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33\text{cm})$$

Pour notre cas :  $S_t = 12.5 \text{ cm}$  .Donc l'espacements est vérifiée.

- **Armature de répartition  $A_r$  :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{16.1}{4}$$

$$A_r = 4.02 \text{ cm}^2$$

En opte pour les armatures de répartition 4 HA 12 = 4.52 cm<sup>2</sup>.

Avec un espacement  $S_t$  est vérifié ( $S_t = 25 \text{ cm} < [\min(4h; 44 \text{ cm}) = \min(60; 44 \text{ cm})]$ ).

### VII.6.4.2- Calcul de la deuxième tranche :

La pression de l'eau n'est pas constante tout au long des parois, pour cela le calcul de deuxième tranche se fait par des bandes dans le sens vertical.

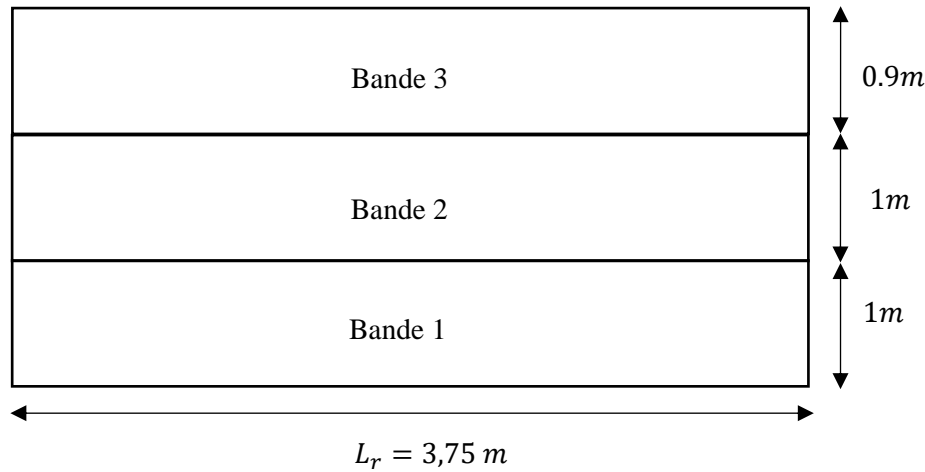


Figure VII.14 : les bandes encastrées à ses extrémités de deuxième tranche.

- **Calcul de ferrailage :**

Chaque une de ces bandes est encastrée à ses deux extrémités, et sollicitée par la pression de l'eau  $q_x$  à mi-hauteur :

En travée :

$$M_t = 1.5 q_x \frac{L_r^2}{10}$$

En appuis :

$$M_a = 1.5 q_x \frac{L_r^2}{16}$$

$$D'où q_x = \rho_e \times H_i \times 1 m$$

$H_i$  : la hauteur à partir de mi- bande jusqu'au sommet.

Cette tranche est aussi sollicitée par un effort de traction apporté par la première tranche :

$$N_i = 1.5 \rho_e \times \frac{H_i^2}{2}$$

On va calculer le ferrailage d'une bande et l'applique à la bande immédiatement suivante et ainsi de suite, pour notre cas le calcul se fait pour la première et troisième bande.

Les tableaux suivants résument la détermination des sollicitations ainsi que le calcul de ferrailage des deux bandes :

Tableau VII.16 : sollicitation de deuxième tranche.

	<b>Bande 1</b>	<b>Bande 3</b>
<b>Hauteur à mi bande <math>H_i</math> (m)</b>	2.4	0.45
<b>La charge <math>q_x</math> (<math>kN/m^2</math>)</b>	26.4	4.95
<b>Moment en travée <math>M_t</math> (<math>kN.m</math>)</b>	55.68	10.44
<b>Moment en appuis <math>M_a</math> (<math>kN.m</math>)</b>	34.80	6.52
<b>Effort normal <math>N</math> (<math>kN</math>)</b>	47.52	1.67

Tableau VII.17 : ferrailage de deuxième tranche.

	<b>Bande 1</b>		<b>Bande 3</b>	
	<b>En appuis</b>	<b>En travée</b>	<b>En appuis</b>	<b>En travée</b>
<b>Section de ferrailage (<math>b \times h</math>) <math>m^2</math></b>	1×0.2		0.9×0.2	
<b>Hauteur outil <math>d</math> (m)</b>	0.18		0.18	
<b>Contrainte de béton <math>\sigma_b</math> (MPa)</b>	14.17		14.17	
<b>Contrainte de l'aciers <math>\sigma_s</math> (MPa)</b>	348		348	
<b>L'excentricité <math>e_0</math> (m)</b>	0.73	1.17	3.9	6.52
<b>L'excentricité ultime <math>e_{uA}</math> (m)</b>	0.81	1.25	3.98	6.6
<b>Moment fictif <math>M_{uA}</math> (<math>kN.m</math>)</b>	38.49	59.4	6.65	11.02
<b>Moment réduit <math>\mu</math></b>	0.08	0.13	0.02	0.03
<b>Armatures comprimées <math>A'</math> (<math>cm^2</math>)</b>	0	0	0	0
<b><math>\alpha</math></b>	0.10	0.17	0.02	0.03
<b><math>\beta</math></b>	0.95	0.93	0.99	0.98
<b>Section des armatures fictifs <math>A_f</math> (<math>cm^2</math>)</b>	6.47	10.19	1.07	1.80
<b>Section des armatures finales <math>A</math> (<math>cm^2</math>)</b>	7.84	11.55	1.11	1.85
<b>Armature minimales <math>A_{min}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	2.17		1.95	
<b>Le choix <math>A</math> (<math>cm^2</math>)</b>	<b>7 HA 12</b> <b>7.91</b>	<b>8 HA 14</b> <b>12.3</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>
<b>Espacement <math>S_t</math> (m)</b>	0.14	0.125	0.33	0.33
<b>Armature de répartition</b>	1.97	3.07	0.85	0.85
<b>Le choix <math>A_r</math> (<math>cm^2</math>)</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>	<b>3 HA12</b> <b>3.4</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>
<b>Espacement <math>S_t</math> (m)</b>	0.33	0.33	0.33	0.33

**VII.6.5- Réservoirs vide :**

Le cas présent ou le réservoir enterré est vide, la sollicitation est due la poussé de terre  $P_t$ , tous les calculs des deux tranches se fait en remplaçant la poussée hydrostatique de l'eau  $P_e$  par  $P_t$ , les résultats de calculs sont représentés dans les tableau récapitulatifs.

**VII.6.5.1- Première tranche :**

$$P_t = K_a \times H_r \times \gamma$$

$$K_a = tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$\varphi$  : l'angle de frottement interne du sol.

$\gamma$  : poids volumique de sol.

$$M_a = 1.35 P_t \frac{H_r^2}{6}$$

Tableau VII.18 : récapitulation de ferrailage de la console, cas vide.

	<b>Console</b>
<b>Coefficient de poussée active <math>K_a</math></b>	0.68
<b>La poussée de terre <math>P_t</math> (<math>kN/m^2</math>)</b>	39.83
<b>Section de ferrailage (<math>b \times h</math>) <math>m^2</math></b>	1×0.2
<b>Moment d'encastrement <math>M_a</math> (<math>kN.m</math>)</b>	75.37
<b>Hauteur outil <math>d</math> (m)</b>	0.18
<b>Contrainte de béton <math>\sigma_b</math> (MPa)</b>	14.17
<b>Contrainte de l'aciers <math>\sigma_s</math> (MPa)</b>	348
<b>Moment réduit <math>\mu</math></b>	0.16
<b>Armatures comprimées <math>A'</math> (<math>cm^2</math>)</b>	0
<b><math>\alpha</math></b>	0.22
<b><math>\beta</math></b>	0.91
<b>Section des armatures finales <math>A</math> (<math>cm^2</math>)</b>	13.22
<b>Armature minimales <math>A_{min}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	2.17
<b>Le choix</b>	<b>9 HA 14</b> <b>A= 13.90 <math>cm^2</math></b>
<b>Espacement <math>S_t</math> (m)</b>	0.11
<b>Armature de répartition</b>	3.47
<b>Le choix</b>	<b>4 HA 12</b> <b>A<sub>r</sub>= 4.52 <math>cm^2</math></b>
<b>Espacement <math>S_t</math> (m)</b>	0.25

$$N' = 1.35 P_t \frac{H_r}{2}$$

$$M_a = 1.35 P_t \frac{H_r^2}{6}$$

$$A = A_f - \frac{N'}{\sigma_s}$$

Tableau VII.19 : récapitulation de ferrailage de la traverse, cas vide.

	Traverse	
	En appuis	En travée
Section de ferrailage ( $b \times h$ ) $m^2$	1×0.2	
Hauteur utile $d$ (m)	0.18	
Contrainte de béton $\sigma_b$ (MPa)	14.17	
Contrainte de l'acier $\sigma_s$ (MPa)	348	
Moment constant $M_a$ (kN.m)	75.37	
Effort de compression $N'$ (kN)	77.96	
Excentricité $e_0$ (m)	0.96	
Excentricité ultime $e_{uA}$ (m)	1.04	
Moment fictif $M_{uA}$ (kN.m)	81.07	
Moment réduit $\mu$	0.17	
Armatures comprimées $A'$ ( $cm^2$ )	0	
$\alpha$	0.23	
$\beta$	0.90	
Section des armatures fictifs $A_f$ ( $cm^2$ )	14.38	
Section des armatures finales $A$ ( $cm^2$ )	12.13	
Armature minimales $A_{min}$ ( $cm^2$ )	2.17	
Le choix	<b>8 HA 14</b> <b>A= 12.3 cm<sup>2</sup></b>	
Espacement $S_t$ (m)	0.125	
Armature de répartition	3.07	
Le choix	<b>3 HA 12</b> <b>A<sub>r</sub>= 3.14 cm<sup>2</sup></b>	
Espacement $S_t$ (m)	0.33	

## VII.6.5.2- Deuxième tranche :

Tableau VII.20 : détermination des sollicitations de deuxième tranche dans le cas vide.

	Bande 1	Bande 3
Hauteur à mi bande $H_i$ (m)	2.4	0.45
$q_x = \gamma \times K_a \times H_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	32.96	6.18
Moment en travée $M_t$ (kN.m)	62.57	11.73
Moment en appuis $M_a$ (kN.m)	39.10	7.33
Effort normal $N$ (kN)	53.40	1.87

Tableau VII.21 : récapitulation de ferrailage de deuxième tranche dans le cas vide.

	Bande 1		Bande 3	
	En appuis	En travée	En appuis	En travée
Section de ferrailage ( $b \times h$ ) m <sup>2</sup>	1×0.2		0.9×0.2	
Hauteur outil $d$ (m)	0.18		0.18	
Contrainte de béton $\sigma_b$ (MPa)	14.17		14.17	
Contrainte de l'aciers $\sigma_s$ (MPa)	348		348	
L'excentricité $e_0$ (m)	0.73	1.17	3.91	6.27
L'excentricité ultime $e_{uA}$ (m)	0.81	1.25	3.99	6.35
Moment fictif $M_{uA}$ (kN.m)	<b>43.25</b>	<b>66.75</b>	<b>7.46</b>	<b>11.87</b>
Moment réduit $\mu$	0.09	0.14	0.02	0.03
Armatures comprimées $A'$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
$\alpha$	0.11	0.17	0.02	0.03
$\beta$	0.95	0.93	0.99	0.98
Section des armatures fictifs $A_f$ (cm <sup>2</sup> )	7.26	11.45	1.20	1.93
Section des armatures finales $A$ (cm <sup>2</sup> )	5.72	9.91	1.14	1.87
Armature minimales $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.17		1.95	
Le choix $A$ (cm <sup>2</sup> )	<b>6 HA 12</b> <b>6.78</b>	<b>7 HA 14</b> <b>10.8</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>
Espacement $S_t$ (m)	0.14	0.125	0.33	0.33
Armature de répartition	1.43	2.7	0.85	0.85
Le choix $A_r$ (cm <sup>2</sup> )	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>	<b>3 HA 12</b> <b>3.4</b>
Espacement $S_t$ (m)	0.33	0.33	0.33	0.33

**VII.6.6- Vérification vis-à-vis cisaillement :****VII.6.6.1- Cas de réservoir plein :**

$$T_{max} = 1.5 \frac{P_e \cdot L_r}{2} = 89.71 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0.49 \text{ MPa.}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u < \tau_l$  ..... **Condition vérifiée.**

**VII.6.6.2- Cas de réservoir vide :**

$$T_{max} = 1.35 \frac{P_t \cdot L_r}{2} = 100.81 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0.56 \text{ MPa.}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u < \tau_l$  ..... **Condition vérifiée.**

**VII.6.7- Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

D'où :

La contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte admissible de l'acier en fonction fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}) = 164.97 \text{ MPa}$$

La contrainte du béton  $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier  $\sigma_s = 15 k (d - y)$

$y$  : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2} by^2 - 15 A(d - y) = 0 \Rightarrow by^2 + 30 Ay - 30Ad = 0$$

Où  $A$  représente la section des armatures maximales dans les deux cas de calcul (plein ou vide)

$$100 y^2 + 483 Ay - 8694 = 0$$

Après la résolution de l'équation précédente, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 7.22 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de section homogène  $I$  :

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A(d - y)^2 = 40609.89 \text{ cm}^4$$

$$M_{s_{max}} = \frac{P_t \times H_r^2}{6} = 55.83 \text{ kN.m}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{55.83 \times 10^{-3}}{40609.89 \times 10^{-8}} = 137.47 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 9.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 160.71 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

..... Les conditions sont remplies.

#### VII.6.8- Vérification de flèche :

On doit vérifier :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

Avec :

$h$  : désigne la hauteur totale de section.

$l$  : est la portée de travée, égale à 3.75 m

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{3.2} = 0.063 > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{l} = 0.063 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser \max}}{M_u \max} = 0.046$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{7.91 \times 10^{-4}}{1 \times 0.18} = 0.00439 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.01$$

Toutes les conditions sont remplies. Donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.



VII.6.9- Schémas de ferrailage :

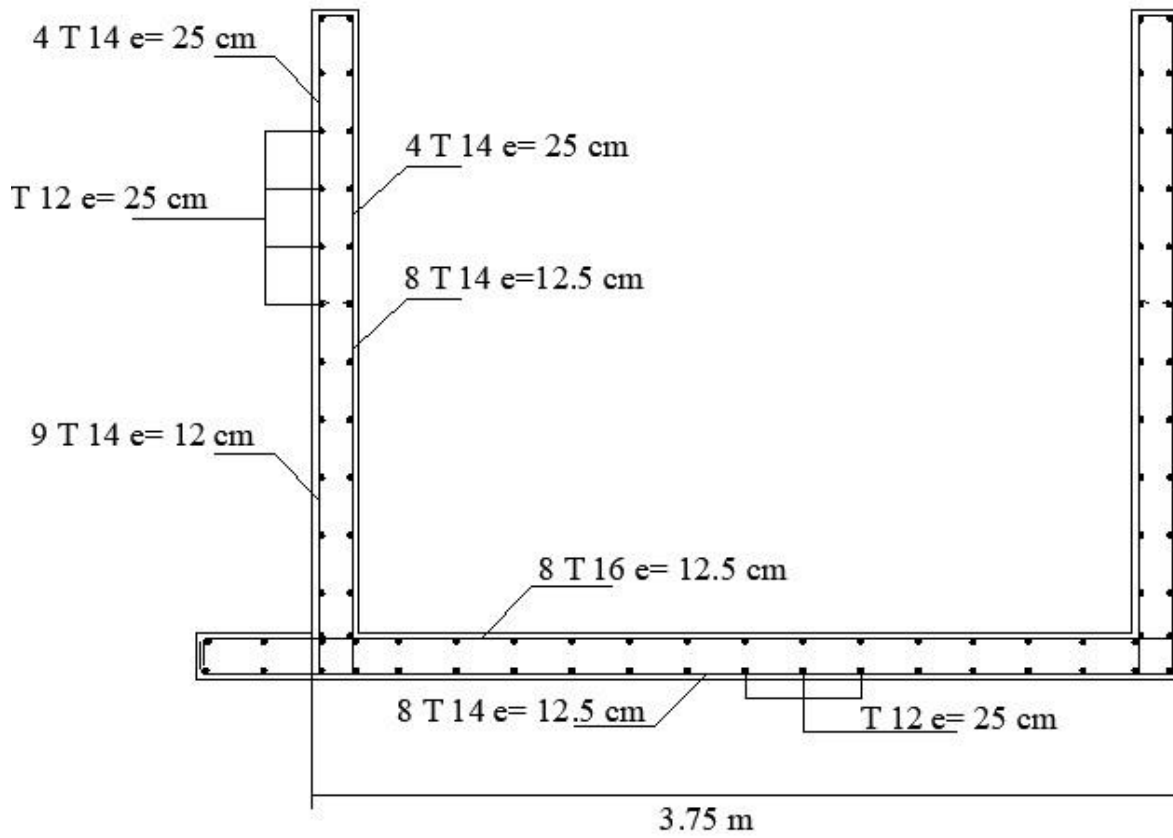


Figure VII.15 : schéma de ferrailage de 1<sup>ère</sup> tranche (consol + traverse) du réservoir.

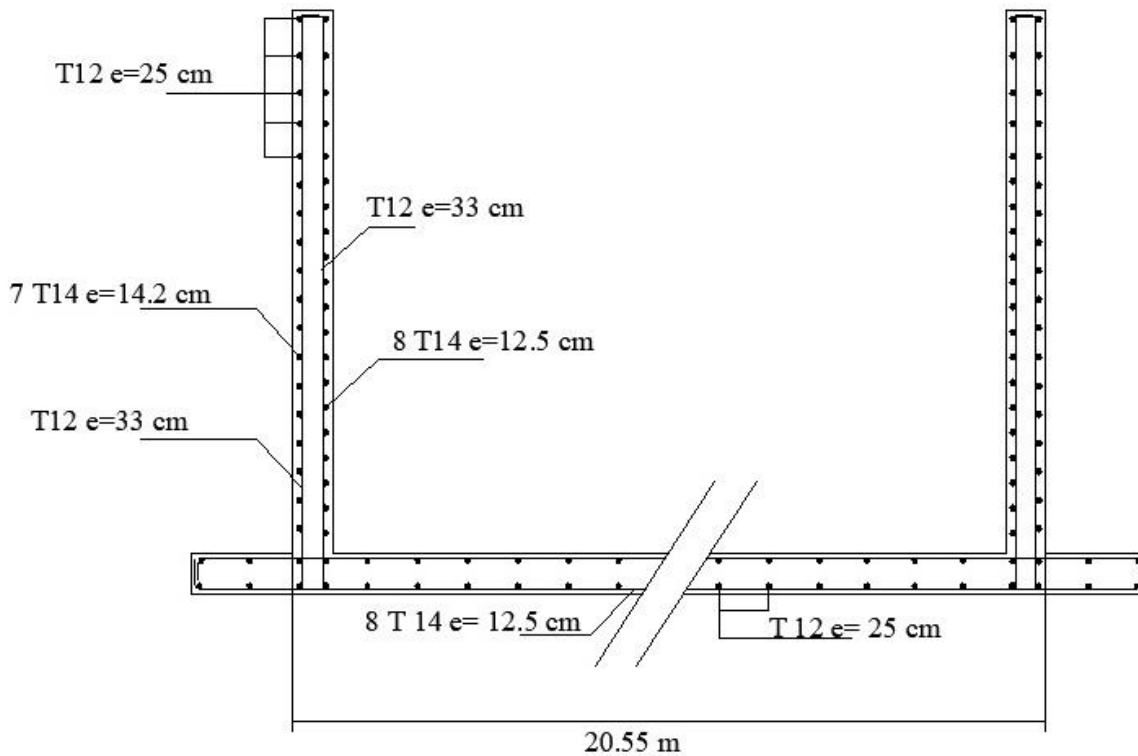


Figure VII.16 : schéma de ferrailage de 2<sup>ème</sup> tranche (bandes 1 à 3) du réservoir.

### VII.6.9- Système d'étanchéité adopté :

La position de réservoir étudiée est sous le bâtiment, ceci provoque d'adopter plus de mesure de cautions, ainsi, l'un des inconvénients des réservoirs en béton armé est le risque de mauvaise étanchéité. Pour notre cas, selon le cahier de clauses technique générale, **fascicule 74, DTRF 98-3 T.O** construction de réservoirs en béton, le système d'étanchéité est considéré comme assurer par la structure seule (ouvrage étanche à la masse).

Pour mieux de sécurité structurale de l'ensemble on complète l'étanchéité par un revêtement a composé par des membranes à base de hauts polymères (**joint waterstop**), ils sont constitués de feuilles préfabriquées souples, réalisées avec des résines hauts polymères de synthèse (PVC plastifié,) auxquelles peuvent être incorporés un certain nombre d'adjuvants (plastifiants, stabilisants, pigments, etc.), dont l'assemblage de ces feuilles constitue une surface continue et étanche.

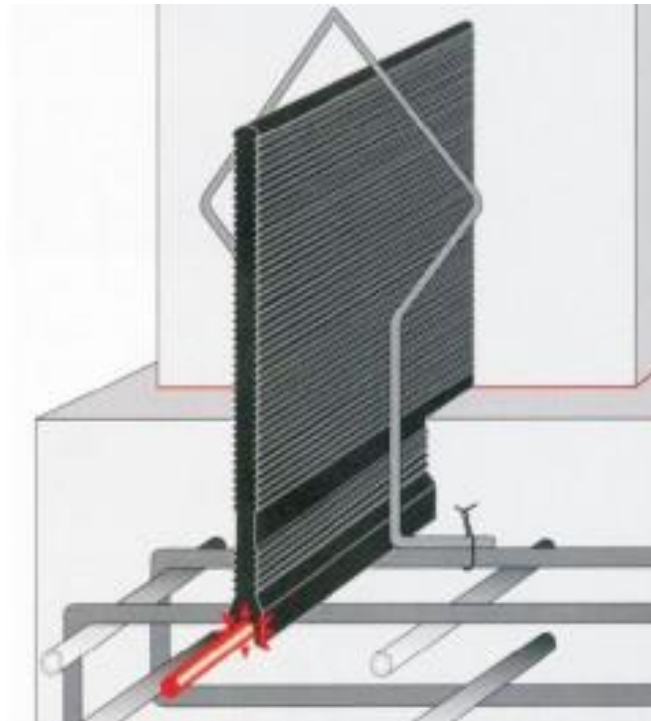


Figure VII.17 : disposition des joints waterstop dans les parois des réservoirs.

# *CHPITRE VIII :*

## *Etude sismique*

- Introduction.
- Critère de classification par le RPA99 version 2003.
- Choix de méthode de calcul.
- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- L'analyse.
- Vérification réglementaire.
- Vérification de déplacement.

### VIII.1- Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Compte tenant l'importance de risque sismique, le comportement des constructions sous ces actions est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique Algérien **RPA99 v 2003**.

### VIII.2- Critère de classification par le RPA99 version 2003 :

#### VIII.2.1- Classification des zones :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

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

La wilaya Bordj Bou Arreridj, où le bâtiment est implanté, appartient au **zone IIa**.

#### VIII.2.2- Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage de bureaux de hauteur ne dépasse pas 48m, il est considéré comme ouvrage d'importance moyenne ; **groupe 2**.

#### VIII.2.3- Classification du site :

D'après l'article 3.3 de le **RPA99 version 2003**, les sites sont classés en quatre 04 catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie **S2**.

### **VIII.3- Choix de méthode de calcul :**

D'après le **RPA99 v 2003**, la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

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

### **VIII.4- Méthode statique équivalente :**

#### **VIII.4.1- Principe de méthode :**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

#### **VIII.4.2- Condition d'application de la méthode statique équivalente :**

Suivant l'article 4.1.2 **RPA99 v 2003**, la méthode est valable si les deux conditions sont remplies :

- 1- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones **I** et **IIa** et 30 m en zones **IIb** et **III**.
- 2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncée dans le premier tiré, les conditions complémentaires suivantes :
  - Zone **I** : tous groupes
  - Zone **IIa** :
    - Groupe d'usage 3.
    - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
    - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
    - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - Zone **IIb** et **III** :
    - Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
    - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
    - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

### **VIII.5- Méthode d'analyse modale spectrale :**

#### **VIII.5.1- Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant

représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

### VIII.5.2- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

### VIII.5.3- Nombre de mode considérer :

D'après l'article 4.3.4 (2) de le **RPA 99 v 2003** ; pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

### VIII.5.4- Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (installation classique, installation nucléaire...) conduire à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séismes de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifique du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

D'où :

$S_a$  : L'accélération maximale.

$g$  : accélération de la pesanteur.

$A$  : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1(2) de **RPA99 v 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Est donnée par le tableau 4.2 du **RPA99 v 2003** art 4.2. (2)

$R$  : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement, donné dans le tableau 4.3 (2) de **RPA99 v 2003**.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7(2)).

$Q$  : facteur de qualité, donné dans le tableau 4.4 (2).

### VIII.5.5- Détermination des paramètres de spectre de réponse :

#### VIII.5.5.1- Coefficient d'accélération de la zone A :

Il est donné par le tableau suivant, selon la zone et le groupe d'usage :

Tableau VIII.01 : valeurs de coefficient d'accélération de la zone A.

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	<b>0.15</b>	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans notre cas, la zone sismique IIa et le groupe d'usage 2, nous trouvons :

$$A = 0,15.$$

#### VIII.5.5.2- Pourcentage d'amortissement critique $\xi$ :

Le pourcentage  $\xi$  est donné dans le tableau suivant :

Tableau VIII.02 : valeur de  $\xi$  (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs Béton armé/ masonnerie
	Béton armé	Acier	
Léger	6	4	
Dense	7	<b>5</b>	10

Pour notre cas, structure en aciers d'une remplissage dense la valeur de  $\xi$  prise égale à 5%.

#### VIII.5.5.3- Facteur de correction d'amortissement $\eta$ :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 5)}} = 1$$

$$\eta > 0.7$$

#### VIII.5.5.4- Coefficient de comportement globale de la structure R:

Ce coefficient est donné dans le tableau 4.3 de **RPA 99 v 2003**, pour notre cas, ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades, la valeur de  $R$  prise égale à **4**.

#### VIII.5.5.5- Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est en fonction de :

- Condition minimale sur les files de contreventement.
- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution.

Sa valeur est déterminé par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$ .

- **Condition minimale sur les files de contreventement :**

Pour ce système de portiques, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travée dont le rapport des portées n'exède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement :

dans le sens longitudinale x-x : les travées ont la même portée.

$$\frac{7.8}{7.8} = 1 < 1.5 \text{ observé}$$

Dans le sens transversale y-y : on à 3 travées :

$$\frac{4.6}{11.5} = 0.4 < 1.5 \text{ observé}$$

$$\frac{11.5}{9.2} = 1.25 < 1.5 \text{ observé}$$

$$\frac{9.2}{11.5} = 0.8 < 1.5 \text{ observé}$$

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépasse pas 1,5.

- Suivant le sens longitudinale x-x :



$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{7.8}{7.8} = 1 < 1.5 \text{ observé}$$

- Suivant le sens transversale y-y:

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{11.5}{4.6} = 2.5 > 1.5 \text{ non – observé}$$

- **Régularité en plan et en élévation :**

Le bâtiment ne vérifie pas les conditions pour être régulière en plan et en élévation donc ces deux critères sont non-observés dans les deux sens.

- **Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution :**

L'absence des essais systématiques sur les matériaux et le suivi de travaux sur chantier rend ses deux critères comme non observés.

Le tableau suivant fournit les valeurs de pénalité  $P_q$  selon les critères précédemment déterminés :

Tableau VIII.03 : valeurs de pénalité  $P_q$  selon les critères de qualités q.

Critère q	$P_q$	
	Selon xx	Selon yy
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10

$$Q_x = 1 + 0.25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0.3 = 1,3$$

#### VIII.5.5.6- Périodes caractéristiques $T_1$ et $T_2$ :

Les valeurs des périodes caractéristiques associée à la catégorie du site sont données par le tableau suivant :

Tableau VIII.04 : valeurs des périodes  $T_1$  et  $T_2$ .

Catégorie de site	S1	S2	S3	S4
$T_1$ (sec)	0.15	<b>0.15</b>	0.15	0.15
$T_2$ (sec)	0.30	<b>0.40</b>	0.50	0.70

$$\text{Pour S2 : } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec} \end{cases}$$

### VIII.5.5.7- Période fondamentale T :

La valeur de de la périodes fondamentale  $T$  est estimé à partir des formules empiriques ou par méthode analytique ou numérique.

La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA99 version 2003** comme suit :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

$h_N$  : la hauteur en mètre, mesuré à partir la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 30.2 \text{ m}$$

$C_T$  : est un coefficient en fonction de système de contreventement adopté et de type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 de **RPA99 v 2003**.

Tableau VIII.05 : valeurs de coefficient  $C_T$ .

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autos tables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	<b>0,050</b>

Notre structure est contreventée partiellement par des voiles en béton armé (cas n° 4) donc le coefficient  $C_T$  prise égale à **0.05**.

$$T = 0.05 \times 30.8^{3/4} = 0.65 \text{ sec}$$

En raison de la structure est appartient au 4ème cas, on peut également calcul la période fondamentale selon :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

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

- Sens longitudinale :

$$D_x = 70.2 \text{ m} \quad T_x = \min \begin{cases} C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 30.8^{3/4} = 0.65 \text{ s} \\ 0.09 h_N / \sqrt{D} = 0.09 \times 30.2 / \sqrt{70.2} = 0.33 \text{ s} \end{cases} \quad T_x = \mathbf{0.33 \text{ sec}}$$

- Sens transversale :

$$D_y = 41.1 \text{ m} \quad T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 30.8^{3/4} = 0.65 \text{ s} \\ 0.09 h_N / \sqrt{D} = 0.09 \times 30.8 / \sqrt{41.1} = 0.43 \text{ s} \end{array} \right. \quad T_y = \mathbf{0.43 \text{ sec}}$$

D'après **RPA99 version 2003**, il faut prendre la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

#### VIII.5.5.8- Calcul de poids sismique de chaque étage :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Dont :

$W_{Gi}$  : le poids relatif au charges permanentes  $G$ .

$W_{Qi}$  : le poids relatif aux surcharges d'exploitations  $Q$ .

$\beta$  : coefficient de pondération.

Le coefficient  $\beta$  est donné dans le tableau 4.5 du le **RPA 99 v 2003** en fonction de la nature et de la durée des surcharges d'exploitation :

Pour notre cas, le bâtiment à usage des bureaux recevant du publique temporairement (comporte une salle d'exposition et plusieurs salles de réunion), alors le coefficient  $\beta$  prise égale à **0.30**.

#### VIII.5.5.9- Détermination de la charge $G$ de chaque élément :

- **Plancher haut de sous-sol :**

$$G = 9.15 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 4 \text{ kN/m}^2.$$

- **Poutres en béton armé :**

Poutres principales :  $G = S_{pp} \times \rho_b$

$$G = 12.38 \text{ kN/ml.}$$

Poutres secondaires :  $G = S_{ps} \times \rho_b$

$$G = 6.5 \text{ kN/ml.}$$

- **Planchers courants :**

$$G = 8 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2.$$

- **Poutres métalliques :**

$$G = 3.20 \text{ kN/ml.}$$

- **Poteau creux circulaire mixte :**

$$G = G_a + G_b$$

$G_a$  : charge permanente due aux l'acier de construction,

$G_b$  : charge permanente due au béton armé.

Pour les 3 premiers niveaux :  $G = 4.84 \text{ kN/ml}$ .

Pour les 3 niveau immédiatement suivant :  $G = 3.048 \text{ kN/ml}$ .

Pour les derniers niveaux :  $G = 1.37 \text{ kN/ml}$ .

- **Poteaux en béton armé :**

$$G = S_{pot} \times \rho_b$$

$$G = 10.56 \text{ kN/ml} .$$

- **Voiles :**

$$G = e \times L_{voi} \times \rho_b$$

#### VIII.5.5.10-Détermination de poids total de chaque plancher :

La détermination de poids de chaque plancher fait par la somme de poids des éléments représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.06 : détermination de poids du plancher.

	<b>W</b>
<b>Plancher</b>	$G \times S_p$
<b>Poutres principales en béton armé</b>	$G \times L_{pp} \times n$
<b>Poutres secondaires en béton armé</b>	$G \times L_{ps} \times n$
<b>Poutres métalliques</b>	$G \times L_{pm} \times n$
<b>Poteaux en béton armé</b>	$\frac{1}{2} G \times H_{pot} \times n$
<b>Poteaux creux circulaires mixtes</b>	$\frac{1}{2} G \times H_{pot} \times n$
<b>Voiles</b>	$\frac{1}{2} \Sigma e \times L_{voi} \times \rho_b \times H_{voi}$
<b>Surcharge d'exploitation</b>	$\beta \times Q \times S_p$

#### VIII.5.6- L'inertie massique $M_{xy}$ :

D'abord, on détermine le centre de masse à partir d'un repère global, à l'aide la formule de calcul comme suit :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Le moment d'inertie massique  $M_{xy}$  est obtenus par la formule suivante :

$$M_{xy} = \frac{M}{S} (I_{xx} + I_{yy})$$

Avec :

$M$  : représente la masse du plancher considéré en tonne, ou le poids en kN.

$S$  : l'aire du plancher.

$I_{xx}, I_{yy}$  : les moments d'inertie quadratique de planchers.

Le tableau suivant résume tous les calculs de centre de gravité ainsi le moment d'inertie massique :

Tableau VIII.07 : détermination de poids du plancher.

	$M$ (kN)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$M_{xy}$ (kN.m <sup>2</sup> )
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	10199.45	765.57	52.70	22.60	109368.05	27896.41	<b>1828731.43</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	13423.14	1009.91	49.38	22.12	154581.17	67896.00	<b>2957052.61</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	17950.96	1565.85	50.08	21.61	244651.15	244844.45	<b>5611594.89</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	20175.33	1792.25	46.66	21.55	288393.44	394047.53	<b>7682248.69</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	21865.32	2009.67	43.24	21.54	331393.36	592037.94	<b>10109281.47</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	23955.01	2128.43	41.36	20.60	365228.55	722063.14	<b>12237256.85</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	25182.34	2252.84	39.29	21.29	386321.50	887620.10	<b>14240204.94</b>
<b>Rdc</b>	22713.77	1932.26	42.34	19.79	341297.98	565124.73	<b>10655056.06</b>
<b>Sous- sol</b>	45337.167	2885.22	35.10	20.55	406145.21	1184873.30	<b>25000614.03</b>

### VIII.5.7- Combinaisons :

Les combinaisons à utiliser pendant l'analyse dynamique sont les suivantes :

ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$

ELS :  $G + Q$

ELA (1,2) :  $G + Q \pm E_x$

ELA (3,4) :  $G + Q \pm E_y$

ELA (5,6) :  $0.8 G \pm E_x$

ELA (7,8) :  $0.8 G \pm E_y$

ELA (9,10) :  $G + Q \pm 1.2 E_x$

ELA (11,12) :  $G + Q \pm 1.2 E_y$

### VIII.6- L'analyse :

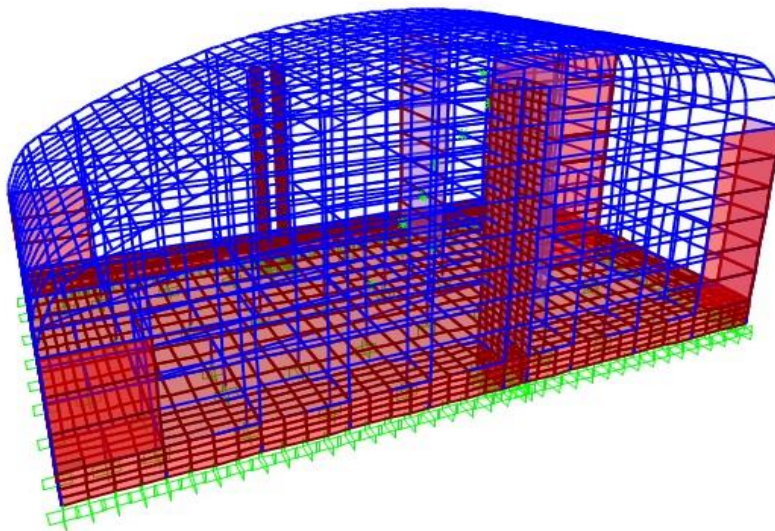


Figure VIII.01 : modélisation de la structure sur SAP200.

#### VIII.6.1- Spectre de réponse :

La courbe de spectre de réponse obtenue à partir les données précédemment déterminées est illustrée dans la figure ci-dessous :

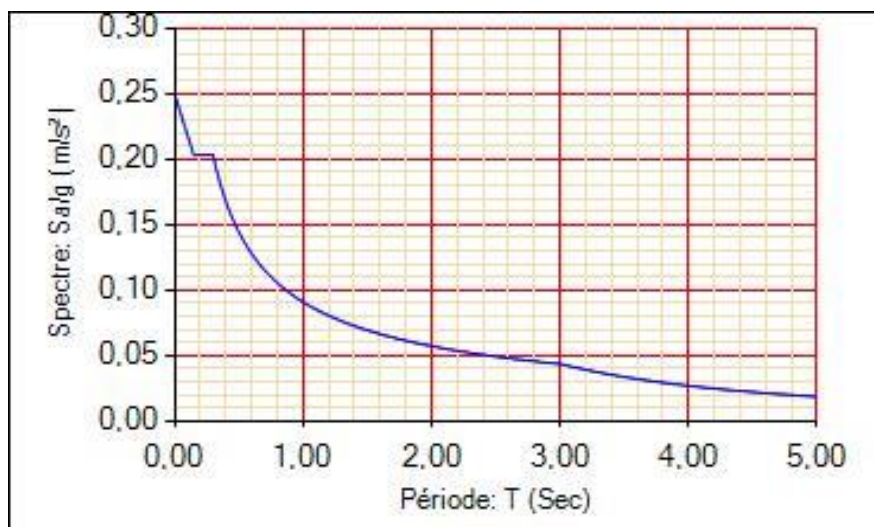


Figure VIII.02 : spectre de réponse d'accélération.

Le tableau suivant représente les valeurs de périodes et les facteurs de participation massique dans les deux directions orthogonales  $U_x$  et  $U_y$  :

Tableau VIII.08 : caractéristiques dynamiques de la structure.

Mode	Périodes (sec)	Facteur de participation massique	
		$U_x$ (%)	$U_y$ (%)
1	0.53	55.25	8.24
2	0.43	63.65	65.55
3	0.33	63.74	65.56
4	0.33	63.75	65.56
5	0.29	63.76	65.56
6	0.28	63.8	65.56
7	0.24	63.8	65.56
8	0.23	63.8	65.56
9	0.22	63.8	65.56
10	0.21	63.8	65.56
...	...	...	...
...	...	...	...
47	0.13	77.45	82.04

### VIII.6.2- Nombre de mode à retenir :

On remarque que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

### VIII.6.3- Vérification de période :

Prenant compte l'article 4.2.4 (4) la valeur de  $T$  calculée à partir de la formule de **Rayleigh** ou les résultats obtenues par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques :  $T = 0.53 \text{ sec}$ , appropriées de plus de 30%. On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de :  $T = 0.53 \text{ sec}$ .

Cette période est acceptable comparée à celle formulé par le **RPA99 v 2003** qui est :

$$T + 30\% T = 0.43 \times 1,3 = 0.56 \text{ sec}.$$

### VIII.7- Vérification réglementaire :

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

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

Où :

$W$  : poids total de la structure.

$D$  : facteur de d'amplification dynamique.

- Détermination de facteur d'amplification :

Il est donné selon le **RPA99 v 2003**, par l'expression suivante :

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

$$T_2 = 0.40 \text{ sec}$$

- Sens longitudinale  $T_x = 0.33 \text{ sec}$  :

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.33}{0.40}\right)^{2/3} = 2.19$$

- Sens transversale  $T_y = 0.423 \text{ sec}$  :

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.42}{0.40}\right)^{2/3} = 2.58$$

- **Poids total de la structure :**

Le poids  $W$  est donné par la somme de poids de chaque niveau composant la structure :

$$W = \Sigma W_i$$

D'après le logiciel **SAP 2000** la valeur de poids total de la structure prise égale à :

$$W = 476666.165 \text{ kN.}$$

Alors l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.19 \times 1.25}{4} \times 479732.951 = 48932.76 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.58 \times 1.30}{4} \times 479732.951 = 59966.61 \text{ kN}$$

Donc :

Tableau VIII.09 : résultats de force sismique à la base.

	$V$	$0.8 V$	$V_t$	Observation
<b>Selon X</b>	48932.76	39146.21	39213.14	<b>C.V</b>
<b>Selon Y</b>	59966.61	47973.29	50126.70	<b>C.V</b>



..... La condition de 0.8 V est vérifiée dans les deux directions.

### VIII.8- Vérification de déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k est calculé selon la formule suivante :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques.

R : c'est le coefficient de comportement, précédemment déterminé ; R = 4.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10 de **RPA99 v 2003**, c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ce déplacement sont limités à la valeur  $H_e/100$

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison de charge suivante :

$$G + Q + E$$

Les tableaux suivants représentent les calculs de déplacements relatifs latéraux des niveaux, selon les deux directions orthogonales :

- Dans le sens x-x :

Tableau VIII.10 : déplacements latéraux dans le sens x-x.

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1% $H_e$ (cm)	Observation
7 <sup>ème</sup> étage	1.24	4.96	0.56	3.5	Vérifié
6 <sup>ème</sup> étage	1.1	4.4	0	3.5	Vérifié
5 <sup>ème</sup> étage	1.1	4.4	0.4	3.5	Vérifié
4 <sup>ème</sup> étage	1	4	0.72	3.5	Vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	0.82	3.28	0.84	3.5	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	0.61	2.44	0.8	3.5	Vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	0.41	1.64	0.8	3.5	Vérifié
RDC	0.21	0.84	0.72	3.8	Vérifié
Sous-sol	0.03	0.12	0.12	3.2	Vérifié

- Dans le sens y-y :

Tableau VIII.11 : déplacements latéraux dans le sens y-y.

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1% $H_e$ (cm)	Observation
7 <sup>ème</sup> étage	0.91	3.64	0.20	3.5	Vérifié
6 <sup>ème</sup> étage	0.86	3.44	0	3.5	Vérifié
5 <sup>ème</sup> étage	0.86	3.44	0.32	3.5	Vérifié
4 <sup>ème</sup> étage	0.78	3.12	0.44	3.5	Vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	0.67	2.68	0.52	3.5	Vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	0.54	2.16	0.52	3.5	Vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	0.41	1.64	0.72	3.5	Vérifié
RDC	0.23	0.92	0.68	3.8	Vérifié
Sous-sol	0.06	0.24	0.24	3.2	Vérifié

# *CHPITRE IX :*

## *Dimensionnement et vérification des éléments structuraux*

- Introduction.
- Dimensionnement des poutres métalliques.
- Dimensionnement des poteaux.

**IX.1- Introduction :**

Après avoir modéliser la structure et estimé l'effet du séisme, on passe par la vérification des éléments porteurs compte-tenu les sollicitations obtenues d'après la modélisation par **SAP 2000**, ce qui fait l'objectivité de ce présent chapitre.

**IX.2- Dimensionnement des poutres métalliques :**

Les résultats de prédimensionnement des poutres métalliques, montrent que le profile approprier est **HEM 260**, dont les caractéristiques suivantes :

Tableau IX.01 : caractéristiques de poutre PRS en **HEM 260**.

HEM 260					
<b>b<sub>b</sub></b> <b>mm</b>	<b>t<sub>b</sub></b> <b>mm</b>	<b>h<sub>eff</sub></b> <b>mm</b>	<b>b</b> <b>mm</b>	<b>t<sub>w</sub></b> <b>mm</b>	<b>t<sub>f</sub></b> <b>mm</b>
470	40	290	268	18	32.5
<b>G</b> <b>Kg/m</b>	<b>A<sub>z</sub></b> <b>cm<sup>2</sup></b>	<b>A</b> <b>cm<sup>2</sup></b>	<b>I<sub>y</sub></b> <b>cm<sup>4</sup></b>	<b>W<sub>el y</sub></b> <b>cm<sup>3</sup></b>	<b>W<sub>pl y</sub></b> <b>cm<sup>3</sup></b>
320	66.9	407.6	59135.6	2624.6	3552.6

**IX.2.1- Vérification à la condition de résistance :**

Il faut vérifier que :

$$M_{y.Sd} \leq M_{pl.Rd}$$

D'où :

$$M_{pl.Rd} = W_{pl y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3552.6 \times 10^{-6} \times \frac{355}{1.1} = 1146.52 \text{ kN.m}$$

La valeur du moment élastique  $M_{y.Sd}$ , obtenue par le **SAP2000**, égale à :

$$M_{y.Sd} = 1021.68 \text{ kN}$$

Alors :

$$M_{y.Sd} \leq M_{pl.Rd}$$

..... La condition est vérifiée.

**IX.2.2- Vérification de condition de flèche :**

On doit vérifier :

$$f_{max} < f_{adm}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times l^4}{E \times I}$$

$l$  : représente l'entraxe des poutres ;  $l = 7.8 \text{ m}$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{7.8}{300} = 0.026 \text{ m}$$

$$Q_s = Q_z = G + Q = (8 + 2.5) \times 10.35 + 3.2 = 109.80 \text{ kN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{109.8 \times 10^{-3} \times 7.8^4}{2.1 \times 10^5 \times 106923.52 \times 10^{-8}}$$

$$f_{max} = 0.023 \text{ m}$$

$$f_{max} < f_{adm}$$

..... **La condition est vérifiée.**

### IX.2.3- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

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

Avec :

$V_{pl,rd}$  : représente l'effort tranchant résistant de la section de la poutre.

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$A_{vz}$ : Aire de cisaillement.

$$A_{vz}(HEM 260) = 66.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,Rd} = \frac{66.9 \times 10^2 \times 355}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{pl,Rd} = 1371.17 \text{ kN}$$

A partir la modélisation par **SAP 2000**, la valeur de l'effort tranchant dans les poutre égale à :

$$V_{sd} = \mathbf{879.32 \text{ kN}}$$

Alors :

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

..... **La condition est vérifiée.**

**IX.2.4- Vérification vis-à-vis le déversement :**

Il faut vérifiée que :

$$M_{y.Sd} < M_{b.Rd}$$

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply}$$

$\beta_w$  : 1 pour les sections de classe 1 et 2.

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction.

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

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

$\alpha_{LT} = 0.49$  : pour les profils soudés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

D'où :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Alors :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 76.05$$

L'élancement  $\lambda_{LT}$  donné par la formule suivante (annexe F EC 3) :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h_{eff}/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$i_z$  : c'est le rayon de giration, pour le profilé laminé HEM260 la valeur de  $i_z$  prise égale à :

$$i_z = 6.9 \text{ cm.}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = 0$$

$$C_1 = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{780/6.90}{1.88^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{780/6.9}{29/3.25} \right)^2 \right]^{0.25}} =$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = \frac{47.56}{76.05} = 0.62$$

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

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.49 (0.62 - 0.2) + 0.62^2]$$

$$\phi = 0.73$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.73 + \sqrt{0.73^2 - 0.62^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.90$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply} = 0.9 \times 1146.52 = 1031.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.Sd} = 1020.68 \text{ kN.m} < M_{b.Rd} = 1031.86 \text{ kN.m}$$

..... La condition est vérifiée.

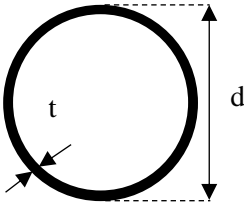
### IX.3- Dimensionnement des poteaux :

#### IX.3.1- Poteaux creux circulaires remplis de béton armé :

A partir des résultats de prédimensionnement des poteaux circulaires remplis de béton, on doit vérifier le poteau le plus sollicité, de caractéristiques suivantes, selon les deux conditions de résistance et de flambement :

Tableau IX.02 : caractéristique de poteau creux circulaire P1.

Poteau tubulaire P1			
<i>d</i> mm	<i>t</i> mm	<i>A<sub>a</sub></i> cm <sup>2</sup>	<i>G</i> Kg/m
457	8	112.84	88.58
<i>I<sub>y</sub> = I<sub>z</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>i<sub>y</sub> = i<sub>z</sub></i> cm	<i>W<sub>ely</sub></i> cm <sup>3</sup>	<i>W<sub>ply</sub></i> cm <sup>3</sup>
28446.36	15.94	1244.91	1612.97



**IX.3.1.1- Vérification vis-à-vis la condition de résistance :**

On doit vérifier que :

$$\frac{M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \left( \frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Le moment élastique maximale  $M_{y.Sd}$  obtenu par le **SAP2000** ;  $M_{y.Sd} = 506.32 \text{ kN.m}$

L'effort normale élastique maximale  $N_{Sd}$  à partir les résultats de modélisation sur **SAP 2000** :

$$N_{Sd} = 6486.36.$$

L'effort plastique  $N_{pl.Rd}$  de section mixte, obtenue par la formule suivante :

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{pl.Rd} = 8847.20 \text{ kN}$$

(Pour plus de détails voire chapitre **V** partie **V.2.1.1**)

- **Détermination de moment plastique  $M_{ply.Rd}$  :**

Le moment plastique  $M_{ply.Rd}$  de section mixte, donné par :

$$M_{ply.Rd} = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + \frac{1}{2} W_{pc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + W_{ps} \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$W_{pa}$ ,  $W_{pc}$  et  $W_{ps}$  : pour la configuration étudiée, sont les modules de résistance plastique respectivement du profil en acier, du béton et de l'armature. Leurs formules sont données dans l'annexe C de l'Eurocode 4.

$f_y$ ,  $f_{ck}$  et  $f_{sk}$  : représentent les résistances caractéristiques de l'acier de construction, du béton et des armatures.

$\gamma_{Ma}$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  : sont des coefficients de sécurité, (définis dans le chapitre **V**).

- Détermination de  $W_{ps}$  : (de l'annexe C de l'**Eurocode 4**)

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i|$$

Où les  $e_i$  sont les distances entre les barres de l'armature de l'aire  $A_{si}$  et l'axe centrale appropriée.

Pour une section  $A_s = 2 \% A_c$

La section choisit :

$$A_{fer}(10HA20) = 31.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 31.46 \text{ cm}^2$$



$W_{ps}$  : est obtenu par la somme des produits des les aires  $A_{si}$  par les distance entre l'axe y-y indiquée dans le figure ci-dessous :

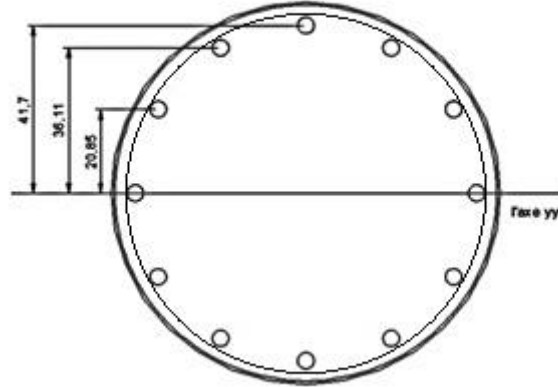


Figure IX.01 : répartition des armatures dans le poteau P1.

Alors :  $W_{ps} = 978.30 \text{ cm}^3$ .

- Détermination de  $W_{pc}$  : (de l'annexe C de l'EC 4)

$$W_{pc} = \frac{(b - 2t)(h - 2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4 - \pi)(0.5h - t - r) - W_{ps}$$

On peut utiliser la formule précédente pour les profils circulaire remplis du béton, en substituant  $b = h = d$  et  $r = (d/2) - t$

Donc l'expressions finale devient :

$$W_{pc} = \frac{(d - 2t)^3}{4} - \frac{2}{3}\left(\frac{d}{2} - t\right)^3 - W_{ps}$$

$$W_{pc} = \frac{(47.5 - 2 \times 0.8)^3}{4} - \frac{2}{3}\left(\frac{47.5}{2} - 0.8\right)^3 - 978.30$$

$$W_{pc} = 15138.82 \text{ cm}^3$$

- Détermination de  $W_{pa}$  :

Tirée depuis le tableau de profil  $W_{pa} = 1612.97 \text{ cm}^3$

- Donc le moment plastique  $M_{ply.Rd}$  :

$$M_{ply.Rd} = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + \frac{1}{2} W_{pc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + W_{ps} \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$M_{ply.Rd} = 1612.97 \times 10^{-6} \frac{355}{1.1} + \frac{1}{2} \left( 15138.82 \times 10^{-6} \frac{35}{1.35} \right) + 978.30 \times 10^{-6} \frac{400}{1.15}$$

$$M_{ply.Rd} = 1089.07 \text{ kN.m}$$

La condition de résistance est comme suit :

$$\frac{M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \left( \frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 = \frac{506.32}{1089.07} + \left( \frac{6486.36}{8847.20} \right)^2 = 0.99$$

..... **La condition est vérifiée.**

### IX.3.1.2- Vérification vis-à-vis le flambement :

Les poteaux ont des résistances suffisant contre le flambement si la condition suivante est vérifiée :

$$N_{sd} < \chi N_{pl.Rd}$$

Avec :

$\chi$  : est le coefficient de réduction.

Le coefficient de réduction est donné dans le tableau (D.5 l'**Eurocode 3**), en fonction de la valeur de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement adéquate.

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr}}}$$

D'où :

$N_{pl.R}$  : est la valeur de  $N_{pl.Rd}$  lorsque tous les coefficients de sécurité sont prise égale à 1.

$N_{cr}$  : est la force critique d'**Euler**.

Pour le poteau circulaire creux rempli de béton la valeur de l'élancement réduit est déjà calculé (voire chapitre **VI**, partie **VI.2.1.3**)

$$\bar{\lambda} = 0.70$$

La courbe de flambement approprié :

Courbe (a) pour les profile creux remplis de béton.

En fonction des données précédents la valeur de coefficient de réduction  $\chi$  :

$$\chi = 0.847$$

Donc la vérification de poteaux vis-à-vis le flambement :

$$N_{max.Sd} = 6486.36 \text{ kN}$$

$$\chi N_{pl.Rd} = 0.847 \times 8847.42$$

$$\chi N_{pl.Rd} = 7493.57 \text{ kN}$$

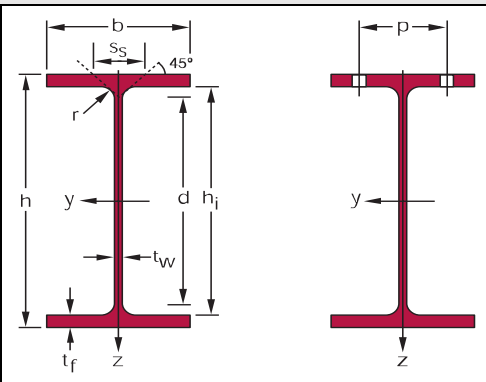
$$N_{max.Sd} < \chi N_{pl.Rd}$$

..... **La condition est vérifiée.** Donc il n'y a pas risque de flambement.

### IX.3.2- Poteaux métalliques en H :

Les résultats de prédimensionnement montrent que le profilé **HEB200** est appropriée pour résister aux différentes sollicitations, de caractéristiques suivantes :

Tableau IX.03 : caractéristiques de **HEB 200**.

HEB 200						
h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	d mm	
200	200	9	15	18	134	
G Kg	A cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> cm	
61.30	78.1	5696	8.54	2003	5.07	
A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>		W <sub>pl y</sub> cm <sup>3</sup>		W <sub>pl z</sub> cm <sup>3</sup>		
11.25		642..5		305.8		

#### IX.3.2.1- Vérification vis-à-vis la condition de résistance :

On doit vérifier que :

$$\frac{M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \left( \frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$M_{y.Sd}$  : obtenue depuis le **SAP 2000** ; prise égale à :

$$M_{y.Sd} = 26.82 \text{ kN.m}$$

$N_{Sd}$  : l'effort normale plastique obtenue par le logiciel **SAP 2000** :

$$N_{Sd} = 1241.85 \text{ kN}$$

$M_{ply.Rd}$  : moment plastique donnée par l'**Eurocode 3** selon la formule suivante :

$$M_{ply.Rd} = W_{pl.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{ply.Rd} = 642.5 \times 10^{-6} \times \frac{355}{1.1}$$

$$M_{ply.Rd} = 207.35 \text{ kN.m}$$

$N_{pl.Rd}$  : l'effort normale plastique obtenu par la formule suivante :

$$N_{pl.Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{pl.Rd} = 78.1 \times 10^{-4} \times \frac{355}{1.1}$$

$$N_{pl.Rd} = 2520.5 \text{ kN}$$

Donc la condition de résistance :

$$\frac{M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \left( \frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 = \frac{26.81}{207.35} + \left( \frac{1241.85}{2520.5} \right)^2 = 0.37$$

..... **La condition est vérifiée.**

### IX.3.2.2- Vérification vis-à-vis flambement :

Il s'agit de vérifier que :

$$N_{Sd} \leq N_{c.Rd}$$

$$N_{c.Sd} \leq \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

Pour la classe 1 :  $\beta_w = 1$

A : section de profilé.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction.

- **Coefficient de réduction  $\chi_{LT}$ :**

Le coefficient de réduction est donné par la formule :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Avec :

$\bar{\lambda}$  : l'élancement réduit

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

- **Détermination de l'élançement réduit**

- **Longueur de flambement :**

Les poteaux sont encastres à la base et appuyés à l'autre extrémité donc les longueurs de flambement  $l_f$  sont :

$$l_{fy} = l_{fz} = 0.5 l = 0.5 \times 3.8 = 1.9 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{pour la classe 1}$$

- L'élançement :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{190}{8.54} = 22.24$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{190}{5.07} = 37.47$$

$$\lambda = \max(\lambda_y ; \lambda_z) = 37.47$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}}$$

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 76.39$$

- L'élançement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = \frac{37.47}{76.39} \times 1$$

$$\bar{\lambda} = 0.49$$

- **Facteur d'imperfection  $\alpha$  :**

La valeur de facteur  $\alpha$  est donné en fonction de courbe de flambement approprié. La détermination de courbe de flambement se fait à l'aides de tableau D.4 (**EC3**, annexe D) et les paramètres suivants :

$$h/b = 1 < 1.2$$

$$t_f = 15 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement z-z.

La courbe appropriée est la courbe b.

Alors, le facteur d'imperfection  $\alpha$  , d'après le tableau D.3(**EC3**, annexe D) :

$$\alpha = 0.34$$

- **Calcul de  $\phi$ :**

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\phi = 0.5 [1 + 0.34 (0.49 - 0.2) + 0.49^2]$$

$$\phi = 0.67$$

Donc :

- **Le coefficient de réduction :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.887$$

$$N_{c.Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.887 \times 1 \times 78.1 \cdot 10^{-4} \times 335}{1.1}$$

$$N_{c.Rd} = 2236.57 \text{ kN}$$

$$N_{max.Sd} = 1241.85 \text{ kN}$$

$$N_{max.Sd} < N_{c.Rd}$$

..... **La condition de résistance au flambement est vérifiée.**

# *CHPITRE X :*

## *Ferraillage des élément structuraux en BA*

- Introduction.
- Ferraillage des poteaux.
- Ferraillage des poutres.
- Ferraillage de voiles.

### X.1- Introduction :

L'objectif de ce chapitre est la détermination des sections de ferrailage des éléments structuraux en béton armé, qui interviennent dans la résistance aux différents actions agissantes sur la structure. Ce ferrailage doit être calculer de manière à résister les combinaisons les plus défavorables.

L'étude est menu principalement selon les recommandations des le **RPA v 2003** et les vérifications suivantes les différents règlements tel que le **BAEL91**.

### X.2- Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent et distribuent les charges vers les fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux de compression  $N$  et à des moments fléchissant  $M$ , donc ils sont sollicités à la flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal. Les armatures sont déterminées sous le couple de sollicitations suivants :

$$N_{max} \Rightarrow \max(M_{22 \text{ corp}}; M_{33 \text{ corp}}).$$

#### X.2.1- Les combinaisons :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon **BAEL91** : (combinaisons fondamentales)

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Selon **RPA 99 v 2003** : (combinaisons accidentelles)

$$\text{ELA} : G + Q \pm E$$

$$\text{ELA} : 0.8G \pm E$$

#### X.2.2- Résultats obtenus par les combinaisons :

Les sollicitations maximales obtenues à partir les combinaisons précédemment mentionnées, sont représentées dans le tableaux ci-dessous :

Tableau X.01 : sollicitations maximales agissant sur les poteaux.

	$N_{max}$ (kN)	$M_{22 \text{ corp}}$ (kN.m)	$M_{33 \text{ corp}}$ (kN.m)
<b>ELU</b>	<b>7556.93</b>	<b>86.17</b>	11.59
<b>ELS</b>	6840.33	55.91	8.43
<b>0.8G ± E</b>	6730.50	78.05	48.61
<b>G + Q ± E</b>	7431.87	69.64	43.72



### X.2.3- Vérification spécifique sous sollicitation normale (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le **RPA 99 v 2003**, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N_d$  : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

$B_c$  : Section de poteau  $B_c = 0.65 \times 65 \text{ m}^2$ .

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours ;  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .

La vérification des poteaux sous sollicitation normale, est représenté dans le tableau suivant :

Tableau X.02 : vérification des poteaux sous sollicitation normale.

	$N_d$ (kN)	$B_c$ (m <sup>2</sup> )	$f_{c28}$ (MPa)	$v$	Observation
<b>Poteaux de sous-sol</b>	7556.93	0.442	35	0.5	<b>Non vérifiée</b>

La condition est n'est pas vérifiée, la solution est d'augmenter la section des poteaux pour reprendre l'effort normale avec une marge de sécurité :

La nouvelle section brute des poteaux :

$$B_c = 0.75 \times 75 \text{ m}^2$$

Alors :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = 0.38$$

La valeur de  $v$  est jugée acceptable en vu que les poteaux situent dans le sous-sol contreventé par des voiles périphériques recevant 20% des différents sollicitations.

### X.2.4- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_u$ , doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\tau_l$ , exigée par le **RPA99 v 2003** :

$$\tau_u < \tau_l$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

$$\tau_l = \rho_d \times f_{c28}$$

D'où :

$$\rho_d \Rightarrow \begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 ; \Rightarrow \rho_d = 0.075 \\ \text{si } \lambda_g < 5 ; \Rightarrow \rho_d = 0.04 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : l'élanement géométrique de poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$l_f = 0.7 l_0$$

Avec :

$a$  et  $b$  : représentent les dimensions de la section du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : la longueur de flambement de poteau.

$l_0$  : la longueur totale de poteau ; au niveau de sous-sol  $l_0 = 3.2 \text{ m}$

Alors :

$$l_f = 2.24 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.24}{0.75}$$

$$\lambda_g = 2.98$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

Et par conséquent la contrainte tangentielle limite :

$$\tau_l = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\tau_l = 1.4 \text{ MPa.}$$

D'autre part :

$$T_{max} = 406.78 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b(0.9b)} = \frac{406.78 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.67}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_l$$

..... **La condition est vérifiée.**

### X.2.5- Recommandations par le RPA99 version 2003 :

D'après le RPA99 v 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa sera  $A_{min} = 0.8 \%$ .
- Leur pourcentage maximal sera :  
en zone courante  $A_{max} = 4\%$   
en zone de recouvrement  $A_{max} = 6\%$ .
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$ .
- La distance maximale entre les barres verticales dans une surface d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

### X.2.6- Calcul de ferrailage :

#### X.2.6.1- Ferrailage longitudinale :

Les poteaux se calculent selon la flexion composée, ou à la compression simple si l'effort normale est appliqué au noyau central de section de poteau :

- Une section rectangulaire soumise à flexion composée si :

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h}{12}$$

- Une section rectangulaire soumise à la compression simple :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{12}$$

Section de ferrailage ( $b \times h$ ) =  $(0.75 \times 0.75)m^2$ .

Sollicitations :

$$N_{max} = 7556.93 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 86.17 \text{ kN.m}$$

L'excentricité  $e_0$  :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{86.17}{7556.96} = 0.011 \text{ m} \Rightarrow e_0 < \frac{h}{12} = 0.06 \text{ m}$$

Alors : l'effort de compression  $N$  est excentré par 1 cm de l'axe neutre ; dans la zone de noyau centrale. Donc la sollicitation est considérée comme compression simple.

- L'élancement  $\lambda$  :

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{2.24}{0.75}$$

$$\lambda = 10.35$$

- **Le coefficient  $\alpha$  :**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = 10.35 < 50$$

Alors :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{10.35}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0.83$$

- **Calcul de section de ferrailage :**

$$A \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$$B_r = (b - 0.02)(h - 0.02) = (0.75 - 0.02)^2 = 0.533 \text{ m}^2$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ et } \gamma_b = 1.5$$

Alors :

$$A \geq \left( \frac{7556.93 \times 10^{-3}}{0.83} - \frac{0.53 \times 35}{0.9 \times 1.5} \right) \frac{1.15}{400}$$

$$A \geq -0.015 \text{ m}^2$$

- **Section minimale des armatures posée par le RPA99 v 2003 :**

$$A_{min} = 0.8 \% B.$$

$$A_{min} = \frac{0.8}{100} \times 0.75^2$$

$$A_{min} = 45 \text{ cm}^2$$

- **Section maximale des armatures :**

- En zone courante :

$$A_{max} = 4\% B = 225 \text{ cm}^2$$

- En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% B = 225 \text{ cm}^2$$

- **Le choix de section de ferrailage :**

$$A_{fer} \geq \max(A, A_{min})$$

$$\text{On opte : } \mathbf{12 HA25 = 58.92 \text{ cm}^2}$$

**X.2.6.2- Ferrailage transversale :****• Diamètre des armatures :**

Selon le **RPA 99 v 2003**, les armatures transversales des poteaux, sont calculées à l'aide de formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

D'où :

$A_t$  : représente la section des armatures transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode de fragile de la rupture par effort tranchant

$V_u$  : effort tranchant du calcul.

$h_1$  : hauteur totale de section brut de poteau ;  $h_1 = h$ .

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'aciers des armatures transversales.

$t$  : l'espacement entre les armatures transversale.

Coefficient correcteur  $\rho_a$  :

$$\rho_a \Rightarrow \begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 ; \Rightarrow \rho_a = 2.5 \\ \text{si } \lambda_g < 5 ; \Rightarrow \rho_a = 3.75 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : précédemment déterminée ;  $\lambda_g = 2.98$

Alors :

$$\rho_a = 3.75$$

L'espacement  $t$  :

$$t : \begin{cases} t \leq \min(10 \phi_l; 15 \text{ cm}) \text{ dans la zone nodale} \\ t' \leq 15 \phi_l \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

$$t : \begin{cases} t = 15 \text{ cm} & \text{dans la zone nodale} \\ t' = 20 \text{ cm} & \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

Ou  $\phi_l$  : représente le diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

- Dans la zone courante :

$$V_u = 406.78 \text{ kN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t' = \frac{3.75 \times 406.78 \cdot 10^{-3}}{0.75 \times 400} \times 0.20$$

$$A_t = 10.17 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 406.78 \cdot 10^{-3}}{0.75 \times 400} \times 0.15$$

$$A_t = 7.62 \text{ cm}$$

Le **BAEL91** exige également que le diamètre des armatures transversale  $\phi_t$ , est déterminé selon la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres de  $\phi 10$ .

- Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement  $L_r$ , dans la zone IIa est donnée par le RPA99 version 2003, égale à  $40 \phi$ , alors :

$$L_r = 40 \phi = 40 \times 25 = 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m}$$

### X.2.7- Schémas de ferrailage :

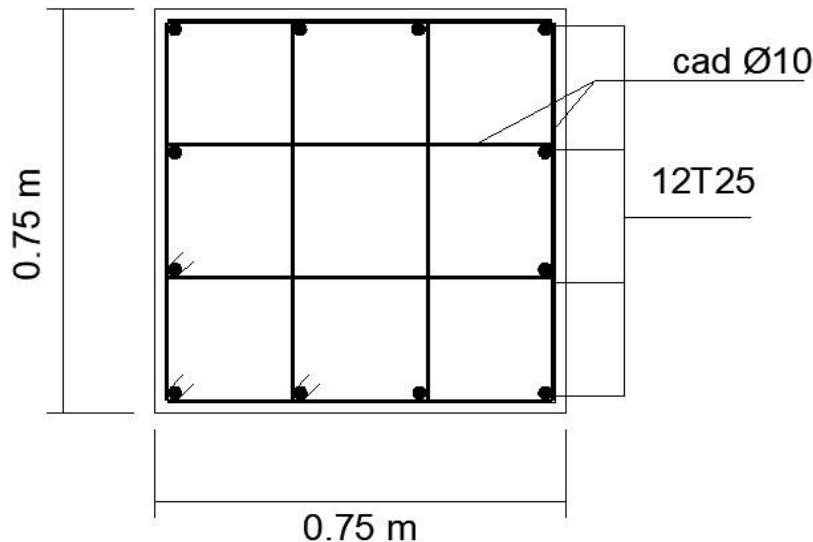


Figure X.01 : schémas de ferrailage de poteau.

### X.3- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, non exposé aux intempéries, transmettant les charges apportées par les planchers vers les éléments porteurs verticaux (poteaux). Le calcul de section de ferrailage des poutres, se fait selon les règles de flexion simple, en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

Le calcul se fait selon les valeurs de moment les plus défavorables données par les combinaisons d'actions suivantes :

- Selon le **BAEL91** : (combinaisons fondamentales)

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Selon le **RPA99 v 2003** (combinaisons accidentelles)

$$\text{ELA} : G + Q \pm E$$

$$\text{ELA} : 0.8G \pm E$$

#### X.3.1- Résultats obtenus par les combinaisons :

Le tableau suivant représente les sollicitations agissantes sur les poutres principales et secondaires, obtenus par le logiciel **SAP 2000** :

Tableau X.03 : sollicitations maximales agissant sur les poutres principales.

	$M_t$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)	$T_y$ (kN)
<b>ELU</b>	<b>890.55</b>	<b>-1560.77</b>	<b>1598.33</b>
<b>ELS</b>	647.69	-1365.10	-
<b>0.8G ± E</b>	455.82	-1007.51	1352.31
<b>G + Q ± E</b>	674.41	-1460.33	1343.50

Tableau X.04 : sollicitations maximales agissant sur les poutres secondaires.

	$M_t$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)	$T_y$ (kN)
<b>ELU</b>	<b>296.47</b>	<b>-521.42</b>	430.43
<b>ELS</b>	215.41	-379.03	-
<b>0.8G ± E</b>	266.27	-308.13	518.85
<b>G + Q ± E</b>	279.30	-392.54	<b>554.15</b>

### X.3.2- Recommandation de le RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 v 2003** :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :  $A_{min} = 0.5\%$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
en zone courante :  $A_{max} = 4\%$   
en zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%$ .
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$ .

### X.3.3- Calcul de ferrailage :

Les étapes suivantes seront basées sur un exemple de calcul d'une poutre principale ( $0.55 \times 0.90$ )m<sup>2</sup>.

#### X.3.3.1- Ferrailage longitudinale :

- **En travée** :  $M_t = 890.55 \text{ kN.m}$

Contrainte de béton :

$$\sigma_b = 22.66 \text{ MPa}$$

Contrainte de l'acier des armatures :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Hauteur utile :  $d = 0.9h = 0.81 \text{ m}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{890.55 \cdot 10^{-3}}{22.66 \times 0.55 \times 0.81^2}$$

$$\mu = 0.108$$

$\mu < \mu_{AB} = 0.186$  : donc pas des armatures comprimé  $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.14$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.94$$

- **Section des armatures A :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{890.55 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0.81 \times 0.94}$$

$$A = 30.60 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (CNF) :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.68 \text{ cm}^2$$

- **Section des armatures minimale posée par le RPA99 v 2003 :**

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \times h = 24.75 \text{ cm}^2$$

- **Section des armatures maximale posée par le RPA99 v 2003 :**

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \cdot b \times h = 198.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\% \cdot b \times h = 297.00 \text{ cm}^2$$

On opte

**5 HA 20 + 8 HA 16**

$$A_{fer} = 31.78 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**  $M_a = 1560.77 \text{ kN.m}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1560.77 \cdot 10^{-3}}{22.66 \times 0.55 \times 0.81^2}$$

$$\mu = 0.19$$

$\mu > \mu_{AB}$  : donc on calcule le moment réduit limite  $\mu_l$  :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1.15 \times 2.1 \cdot 10^5}$$

$$\varepsilon_{sl} = 1.73 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{sl}}$$

$$\alpha_l = 0.67$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.392$$

$\mu > \mu_l$  : donc pas des armatures comprimées  $A' = 0$



$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.26$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.89$$

- **Section des armatures A :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1560.77 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0.81 \times 0.89}$$

$$A = 62.24 \text{ cm}^2$$

On opte :

**13 HA 25**

$$A_{fer} = 63.82 \text{ cm}^2$$

**X.3.3.2- Ferrailage transversale :**

• Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{900}{35}; \frac{550}{10}; 25\right)$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On adopte des cadres de  $\phi$  10

• Espacement :

D'après le **RPA 99 v 2003** :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right) \leq \min(22.5; 30) \leq 22.5 \text{ cm}$$

$$S_t = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 25 \text{ cm}$

• Recouvrement :

$$\text{Pour : } \phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 61 \text{ cm}$$

On adopte  $L_r = 0.60 \text{ m}$

$$\text{Pour : } \phi = 2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

On adopte  $L_r = 1 \text{ m}$

$$\text{Pour : } \phi = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$$

On adopte  $L_r = 1 \text{ m}$

**X.3.3.3- Récapitulation de ferrailage des poutres :**

- Poutre principale :

Tableau X.05 : récapitulation de ferrailage longitudinales des poutres principales.

	$A$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ CNF ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA ( $cm^2$ )	Choix	$A_{fer}$ ( $cm^2$ )
<b>En travée</b>	30.60	7.68	24.75	<b>5 HA 20 + 8 HA 16</b>	31.78
<b>En appuis</b>	62.24	7.68	24.75	<b>13 HA 25</b>	63.82

Tableau X.06 : récapitulation de ferrailage transversales des poutres principales.

$\phi_t$ ( $mm$ )	Zone nodale		Zone courante	
	$S_t$ Calculé ( $cm$ )	$S_t$ Adopté ( $cm$ )	$S_t$ Calculé ( $cm$ )	$S_t$ Adopté ( $cm$ )
<b>10</b>	22.5	10	45	25

Tableau X.06 : récapitulation de ferrailage transversales des poutres principales.

- Poutre secondaire :

Tableau X.07 : récapitulation de ferrailage longitudinales des poutres secondaires.

	$A$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ CNF ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA ( $cm^2$ )	Choix	$A_{fer}$ ( $cm^2$ )
<b>En travée</b>	13.91	4.04	13.00	<b>4 HA 16 + 4 HA 14</b>	14.19
<b>En appuis</b>	23.85	4.04	13.00	<b>4 HA 20 + 6 HA 16</b>	24.56

Tableau X.08 : récapitulation de ferrailage transversales des poutres secondaires.

$\phi_t$ ( $mm$ )	Zone nodale		Zone courante	
	$S_t$ Calculé ( $cm$ )	$S_t$ Adopté ( $cm$ )	$S_t$ Calculé ( $cm$ )	$S_t$ Adopté ( $cm$ )
<b>10</b>	16.25	10	32.5	25

**X.3.4- Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u < \tau_l$$

$$\tau_l = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

Tableau X.09 : vérification de contrainte tangentielle des poutres.

	$T_{max}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_l$ (MPa)	Observation
<b>Poutre principale</b>	1598.33	3.51	4	<b>Vérifiée</b>
<b>Poutre secondaire</b>	554.15	2.36	4	<b>Vérifiée</b>

### X.3.5- Vérification des contraintes :

La condition de vérification contraintes de béton se simplifier comme suite :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

D'où :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau X.10 : vérification des contraintes selon la condition simplifiée.

		$\gamma$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha$	Observation sur les contraintes
<b>Poutre principale</b>	<b>En appui</b>	1.14	0.47	0.26	<b>Vérifiée</b>
	<b>En travée</b>	1.37	0.58	0.14	<b>Vérifiée</b>
<b>Poutre secondaire</b>	<b>En appui</b>	1.37	0.58	0.23	<b>Vérifiée</b>
	<b>En travée</b>	1.37	0.58	0.12	<b>Vérifiée</b>

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton.

### X.3.6- Vérification de flèche :

Il n'est pas nécessaire de calcul la flèche d'une poutre si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

- Pour les poutres principales :

$$h = 0.9 \text{ m} ; l = 11.5 \text{ m}$$

$$\frac{h}{l} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.08 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{64.75 \times 10^{-4}}{0.55 \times 0.81} = 0.01 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- Pour poutre secondaire :

$$h = 0.65 \text{ m} ; l = 7.8 \text{ m}$$

$$\frac{h}{l} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.076 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{27.67 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.58} = 0.01 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**X.3.7- Schémas de ferraillage :**

- Poutres principales :

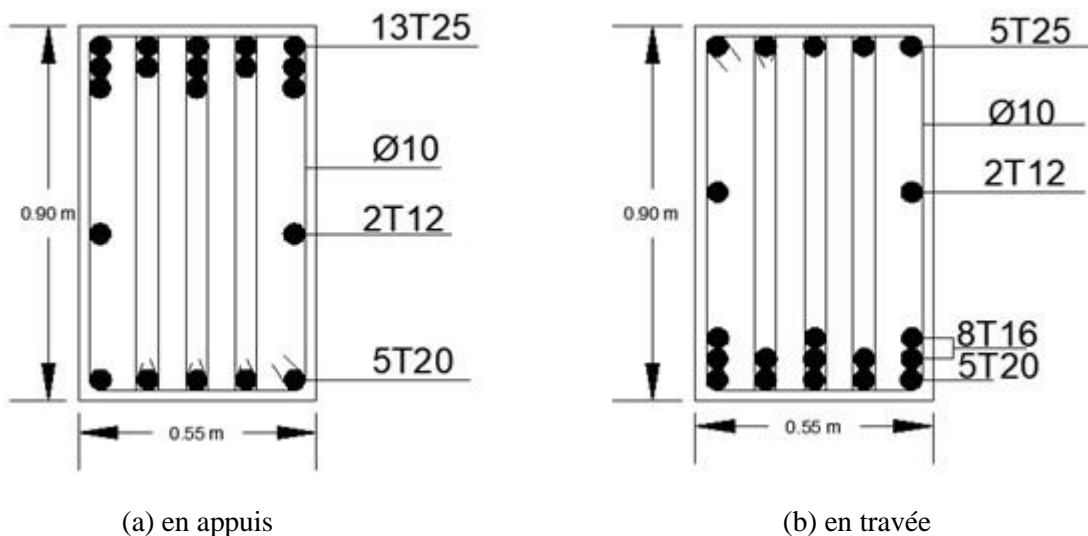


Figure X.02 : schéma de ferraillage des poutres principales.

- Poutres secondaires :

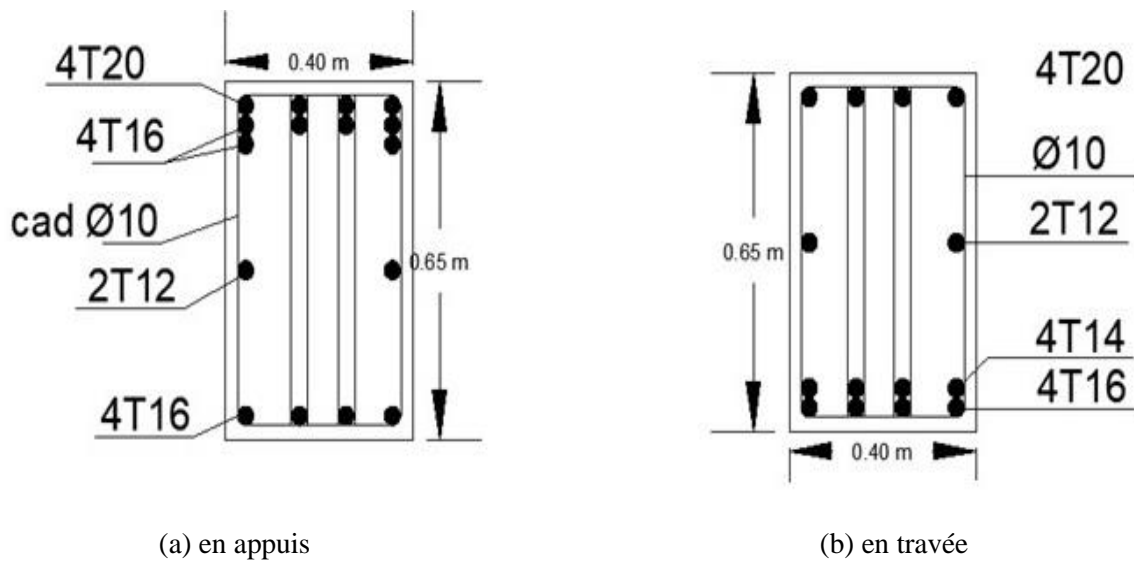


Figure X.03 : schéma de ferrailage des poutres secondaires.

#### X.4- Ferrailage des voiles :

Les murs voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés, soit en béton armé ou de bâtiments mixtes acier-béton armé, compte tenu de leur comportement, ils sont considérés une grande rigidité en plan qui contribue à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement.

Leurs ferrailages sont composés en deux nappes des armatures verticales et horizontales, calculées selon les valeurs des sollicitations les plus défavorables données par les combinaisons d'actions suivantes :

- Selon le **BAEL91** : (combinaisons fondamentales)

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Selon le **RPA99 version 2003** (combinaisons accidentelles)

$$\text{ELA} : G + Q \pm 1.2 E$$

##### X.4.1- Résultats obtenus par les combinaisons :

Le tableau suivant représente les sollicitations les plus défavorable obtenues par le logiciel **SAP 2000**, selon les combinaisons d'action approprié :

Tableau X.11 : sollicitations maximales agissantes sur les voiles.

	$F_{11}$ (kN)	$M_{11}$ (kN.m)	$F_{22}$ (kN)	$M_{22}$ (kN.m)	$V_{13}$ (kN)
<b>ELU</b>	740.43	17.31	1843.2	89.05	<b>9.15</b>
<b>ELS</b>	534.79	12.83	1330.79	36.76	6.58
<b>ELA</b>	642.48	14.83	1750.35	66.89	9.13

Tableau X.11 : sollicitations maximales agissantes sur les voiles.

#### X.4.2- Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_l$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{13}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_l = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 35 = 7 \text{ MPa}$$

Et pour vérifier les armatures diagonale l'expression de  $\bar{\tau}_l$  devient :

$$\bar{\tau}_l = 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Où :  $d = 0.9 h$

$h$  : l'épaisseur de voile, d'après le prédimensionnement il est prise égale à 20 cm.

Alors :  $d = 0.18 \text{ m}$  et  $b = 1 \text{ m}$ .

Donc :

$$V_{13} = 9.15 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{9.15 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.05 \text{ MPa}$$

Les deux conditions sont vérifiées, et il n'y a pas des armatures diagonales  $A_d = 0$

#### X.4.3- Recommandations par le RPA 99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003** :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :  
globalement dans la section du voile  $A_{min} = 0.15\%$   
en zone courante :  $A_{min} = 0.10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales :  
 $S_t \leq \min(15h; 30 \text{ cm})$
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale :

$L_r = 40 \phi$  Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

$L_r = 20 \phi$  Pour les barres situées dans les zones comprimées.

#### X.4.4- Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait selon les règles de flexion composée dans les deux directions comme suite :

##### X.4.4.1- Ferrillages horizontaux :

- ✓ Section de ferrailage :  $(1 \times 0.20) \text{ m}^2$
- ✓ Effort normal de traction :  $N = 740.43 \text{ kN}$
- ✓ Moment ultime  $M = 17.31 \text{ kNm}$
- ✓ La hauteur utile  $d = 0.18 \text{ m}$
- ✓ La contrainte de béton  $\sigma_b = 19.83 \text{ MPa}$
- ✓ La contrainte d'acier  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

L'excentricité  $e_0$  :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{17.31}{740.43} = 0.023 \text{ m}$$

$e_0 < h/2$ , donc l'effort  $N$  de traction est appliqué à l'intérieur de la zone comprise entre les armatures, et par conséquent la section de voile est entièrement tendue.

Alors :

$$d' = h - d = 0.02 \text{ m}$$

L'excentricité ultime  $e_{uA}$  :

$$e_{uA} = \frac{h}{2} - (d' + e_0)$$

$$e_{uA} = 0.057 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_{uA}}{\sigma_s(d - d')} = \frac{740.43 \cdot 10^{-3} \times 0.057}{348 (0.18 - 0.02)}$$

$$A_1 = 7.57 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \times (d - d' - e_{uA})}{\sigma_s(d - d')} = \frac{740.43 \cdot 10^{-3} \times (0.18 - 0.02 - 0.057)}{348 (0.18 - 0.02)}$$

$$A_2 = 13.69 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (CNF) :**

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$B = b \times h = 0.2 \text{ m}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.2 \times \frac{2.7}{400} = 13.5 \text{ cm}^2$$

- **Section des armatures minimale posée par le RPA99 v 2003 :**

$$A_{min} = 0.15 \% b \times h = 3 \text{ cm}^2$$

#### X.4.4.2- Ferrailages verticaux :

Effort normale de compression :  $N = 1843.2 \text{ kN}$

Moment ultime  $M = 89.05 \text{ kN.m}$

L'excentricité  $e_0$  :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{89.05}{1843.2} = 0.04 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6} = (0.03 \text{ m})$$

L'effort de compression  $N$  est appliquée à l'intérieur de la section, on considère la section est partiellement comprimé si la condition suivante est satisfaite :

$$(d - d')N - M_{uA} \leq (0.337 h - 0.81 d')bh \sigma_b$$

Avec :

$$M_{uA} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 89.05 + 1843.2 \left( 0.18 - \frac{0.2}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 236.51 \text{ kN.m}$$

Alors :

$$\left( (d - d')N - M_{uA} = 58.51 \right) \leq \left( (0.337 h - 0.81 d')bh \sigma_b = 202.75 \right)$$

La condition est vérifiée. Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul de section des armatures fictifs selon  $M_{uA}$  :

$$M_{uA} = N \times e_{uA}$$

$$e_{uA} = e_0 + \left( \frac{h}{2} - d' \right) = 0.12 \text{ m}$$

$$M_{uA} = 1843.2 \times 0.12 = 221.18 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{221.18 \times 10^{-3}}{19.83 \times 1 \times 0.18^2}$$

$$\mu = 0.34 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{Alors } A'_f = A' = 0$$



$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.54$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.78$$

$$A_f = \frac{M_{uA}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 45.26 \text{ cm}^2$$

- **Section finale des armatures A :**

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 45.26 \cdot 10^{-4} - \frac{1843.2 \cdot 10^{-3}}{348}$$

$$A = -7.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors } A_1 = A_2 = 0$$

- **Condition de non fragilité (CNF) :**

$$A_{min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.7}{400} = 2.79 \text{ cm}^2$$

- **Section des armatures minimale posée par le RPA99 v 2003 :**

$$A_{min} = 0.15 \% b \times h = 3 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement exigé par le RPA99 v 2003 :**

$$S_t \leq \min(15h; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- **Récapitulations :**

Tableau X.12 : récapitulation de ferrailage des voiles.

	$A_1 = A_2$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ CNF ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_{fer}$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ ( $\text{cm}$ )
<b>Horizontalement</b>	13.69	13.5	3	<b>7 HA 16</b>	14.07	14
<b>Verticalement</b>	0	2.79	3	<b>6 HA 12</b>	6.78	16

#### X.4.5- Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes se fait selon les règles de **CBA93** et **BAEL91** avec la fissuration des voiles est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier donc que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

La contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$ .

La contrainte admissible de l'acier des armatures selon l'état de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot f_e; 100\sqrt{\eta f_{t28}}) = 241 \text{ MPa}$$

La contrainte du béton  $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier  $\sigma_s = 15 k (d - y)$

Le tableau suivant résume les vérifications des contraintes verticalement et horizontalement :

Tableau X.13 : vérification des contraintes dans les voiles.

	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$k$ (MN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
<b>Hor</b>	6.85	36952.23	34	2.32	21	65.86	241
<b>Ver</b>	5.11	21345.42	121.54	6.36		228.98	

..... Toutes les conditions sont vérifiées.

#### X.4.6- Vérification de flèche :

On doit vérifier que ces trois conditions sont remplies simultanément :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

Avec :

$h$  : hauteur totale de section.

$l$  : est la portée maximale de travée de voile plus sollicité, égale à 2.3 m

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{2.3} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{l} = 0.086 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser \max}}{M_{u \max}} = 0.04$$

- **Horizontalement :**

$$\frac{A_{fer}}{b \times d} = \frac{14.07 \times 10^{-4}}{1 \times 0.18} = 0.00781 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.01$$

- **Verticalement :**

$$\frac{A_{fer}}{b \times d} = \frac{6.78 \times 10^{-4}}{1 \times 0.18} = 0.00376 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.01$$

Toutes les conditions sont remplies.

#### X.4.7- schéma de ferrailage des voiles :

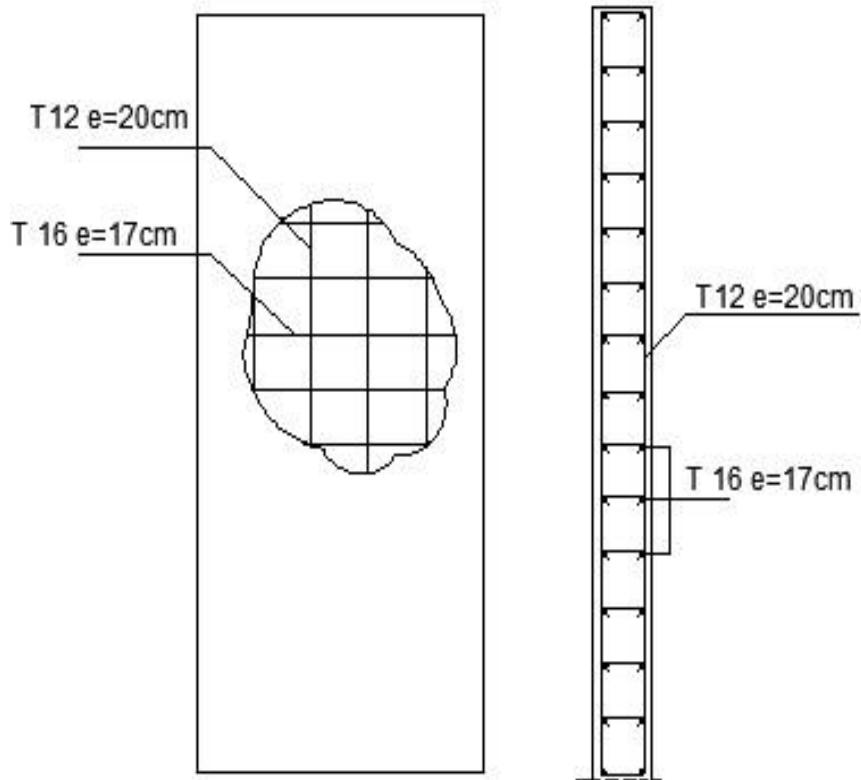


Figure X.04 : schéma de ferrailage des voiles.

# *CHPITRE XI :*

## *Calcul des assemblages*

- Introduction.
- Rôle d'assemblage.
- Fonctionnement des assemblages.
- Calcul d'assemblage.

### XI.1- Introduction :

La caractéristique essentielle des structures en acier ou structures mixtes, formées des poutres et des poteaux, est d'être composées de profilés laminés ou reconstitués par soudage élaborés en usine et ensuite assemblés sur le site de construction. Les assemblages ont donc un double rôle qui est de permettre la constitution de la structure en acier apte à supporter les charges et les surcharges appliquées et surtout de contribuer à sa pérennité et à sa stabilité globale.

### XI.2- Rôle d'assemblage :

Les liaisons entre les différents éléments constituent une ossature métallique ou mixte, ce que on appelle communément les assemblages. Ces derniers jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaisons qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitation entre les éléments assemblé, sans générer des efforts parasites.

Un assemblage mal conçu, mal calculé ou male réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

### XI.3- Fonctionnement des assemblages :

#### XI.3.1- Les principaux modes d'assemblages :

##### XI.3.1.1- Rivetage :

Les rivets ont été les premiers moyens d'assemblage utilisé en construction métallique. Ce mode d'assemblage est pratiquement abandonné de nos jours, du fait de difficultés inhérentes à leur mise en œuvre (particulièrement sur chantier). Le rivetage reste cependant très utilisé pour assembler les tôles fines, les bardages, mais il s'agit dans ses cas de petits rivets, nommés 'pop', scellés pneumatiquement, qui ne relèvent pas, à proprement parler, de la construction métallique.

##### XI.3.1.2- Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en constructions métalliques, du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites.

Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance, de caractéristiques suivantes :

Tableau XI.01 : valeurs de la limite d'élasticité  $f_{yb}$ , et de la résistance à la traction  $f_{ub}$  des boulons.

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

### XI.3.1.3- Soudage :

Le soudage est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

### XI.3.1.4- Le collage :

Les assemblages par collages, peu utilisés, car il s'agit d'une technique non encore réglementée, qui exige une préparation des surfaces particulièrement méticuleuse, sans laquelle les colles, bien qu'extrêmement performantes, ne peuvent garantir la cohésion suffisante des assemblages.

### XI.3.2- Fonctionnement par obstacle :

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

### XI.3.3- Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concernant le soudage, le collage et le boulonnage par boulons HR.

### XI.3.4- Fonctionnement mixte :

C'est le cas de rivetage (et dans les cas extrêmes, du boulonnage HR), à savoir que les rivets assurant la transmission des efforts, par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

### XI.4- Calcul d'assemblage :

- Coefficient partiel de sécurité :

$$\gamma_{M2} = 1.25.$$

### XI.4.1- Assemblage poteau- poutre :

L'assemblage est par platine d'extrémité entre une poutre en HEM 260 et poteau creux circulaire rempli de béton :

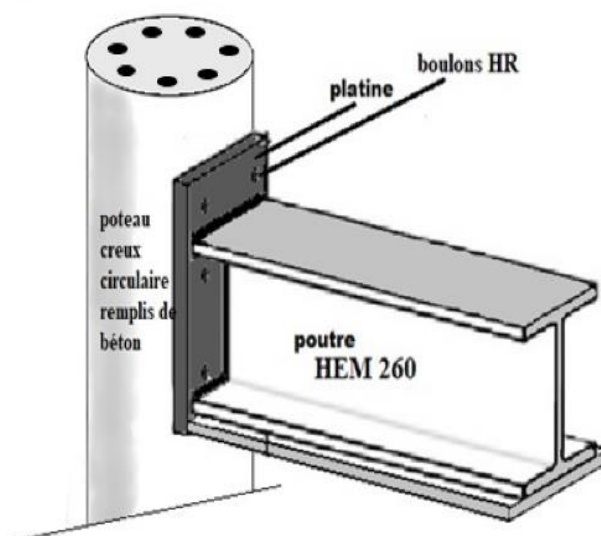


Figure XI.01 : assemblage poteau poutre avec platine d'extrémité.

Les sollicitations maximales au niveau de nœud, obtenus par le logiciel **SAP 2000** :

$$N_{sd} = 4794.73 \text{ kN.}$$

$$V_{sd} = 165.32 \text{ kN.}$$

$$M_{sd} = 280.21 \text{ kN.m.}$$

#### XI.4.1.1- Calcul de la soudure de poutre HEM 260 :

- Calcul de l'épaisseur du cordon sur les semelles :

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_{uy}}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)}$$

D'où :

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_{uy}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$\sigma_{\perp}$  : désigne la contrainte normale perpendiculaire à la gorge.

$\sigma_{\parallel}$  : représente la contrainte normale parallèle à l'axe de soudure.

$\tau_{\perp}$  : contrainte tangentielle (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de soudure.

$\beta_w$  : c'est un facteur de corrélation approprié qui peut prendre les valeurs suivantes :

Tableau XI.02 : valeurs de coefficient de corrélation  $\beta_w$ .

Nuance de l'acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
Valeur de $\beta_w$	0.80	0.85	0.90

Le cordon de soudure sur les semelles est un cordon frontal donc :  $\sigma_{\parallel} = 0$ .

Et par conséquent :

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 a_1 \times l_1}$$

D'où :

$$F = \frac{M_{sd}}{h}$$

Avec :

$l_1 = b$  : la longueur de semelle de profilé (dans le cas d'une poutre en PRS à semelle inférieure soudée, on prend la longueur de cette dernière).

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

$h$  : la hauteur de profilé. Pour notre cas on prend la hauteur totale de profilé  $h_{eff} + t_p$ .

Alors, pour poutre en PRS HEM 260 :

$$l_1 = b_p = 47 \text{ cm.}$$

$$h = h_{eff} + t_p = 33 \text{ cm.}$$

La formule de la contrainte équivalente,  $\sigma_{eq}$ , devient :

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + 0)} = 2\sigma_{\perp}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{2} \times F}{a_1 \times l_1} = \frac{\sqrt{2} \times (M_{Sd}/h)}{a_1 \times l_1}$$

D'autre part, la contrainte équivalente  $\sigma_{eq}$  a pour expression :

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_y}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

Par l'égalité des deux expressions de la contrainte équivalente, on obtient l'épaisseur de la soudure,  $a_1$ , comme suit :

$$\frac{\sqrt{2} \times (M_{Sd}/h)}{a_1 \times l_1} \leq \frac{f_y}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

$$a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \times M_{Sd} \times \beta_w \times \gamma_{M2}}{f_y \times l_1 \times h}$$

Donc :

$$a_1 \geq \frac{\sqrt{2} \times 280.21 \times 10^{-3} \times 0.8 \times 1.25}{360 \times 0.47 \times 0.33}$$

$$a_1 \geq 7.09 \text{ mm.}$$

$$a_{1 \min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{1 \max} = 0.7 t_p = 28 \text{ mm.}$$

On prend :

$$a_1 = 10 \text{ mm.}$$



- Calcul de l'épaisseur de cordon sur l'âme :

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_y}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{II}^2)}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M2}}$$

Contrairement à la soudure des semelles, le cordon de soudure de l'âme est latéral, donc :

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0.$$

$$\sigma_{II} = \frac{V_{sd}/2}{a_2 \times l_2}$$

Avec :

$a_2$  : l'épaisseur de la soudure sur le l'âme.

$l_2 = h_{eff} - 2t_f$  : désigne la longueur de l'âme de poutre HEM260.

$$l_2 = 22.5 \text{ cm.}$$

L'expression de la contrainte équivalente devient :

$$\sigma_{eq} = \sqrt{0 + 3(0 + \sigma_{II}^2)} = \sqrt{3}\sigma_{II}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{3} \times V_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2}$$

D'autre part :

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_y}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

Par l'égalité des deux expressions de la contrainte équivalente, on obtient l'épaisseur de la soudure sur l'âme,  $a_2$ , comme suit :

$$\frac{\sqrt{3} \times V_{sd}}{2 \times a_2 \times l_2} \leq \frac{f_y}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

$$a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{M2}}{2 \times l_2 \times f_y}$$

$$a_2 \geq \frac{\sqrt{3} \times 201.32 \times 10^{-3} \times 0.8 \times 1.25}{2 \times 0.225 \times 360}$$

$$a_2 \geq 2.15 \text{ mm.}$$

$$a_{2 \min} = 5 \text{ mm.}$$

$$a_{2 \max} = 0.7 \times t_w.$$

On prend :

$$a_2 = 10 \text{ mm.}$$

#### XI.4.1.2- Détermination de l'épaisseur de la platine :

L'épaisseur de la platine d'extrémité,  $t_{pe}$ , est déterminée par la formule suivante :

$$t_{pe} \geq \frac{N_{sd}}{375 \left( \frac{t_a}{c_a} \times \frac{t_s}{c_s} \right)}$$

D'où :

$$t_a = \frac{(b - t_w)}{2} = \frac{470 - 18}{2} = 226 \text{ mm.}$$

$$c_a = t_a - a_1 \sqrt{2} = t_a - a_2 \sqrt{2} = 211.85 \text{ mm.}$$

$$t_s = \frac{b - t_f}{2} = 218.75 \text{ mm.}$$

$$c_s = t_s - a_1 \sqrt{2} = 204.61 \text{ mm.}$$

Alors :

$$t_{pe} \geq \frac{4794.73 \times 10^{-3}}{375 \left( \frac{0.226}{0.211} \times \frac{0.218}{0.204} \right)}$$

$$t_{pe} \geq 0.11 \text{ mm.}$$

On adopte, pour l'épaisseur de la platine d'extrémité :  $t_{pe} = 20 \text{ mm.}$

#### XI.4.1.3- Choix de diamètre des boulons :

Pour une mise en œuvre plus pratique, dans le même endroit d'assemblage, il favorable de choisit des boulons de diamètre unie, cependant, le choix de diamètre est proportionnelle à l'épaisseur de platine comme suit :

$$t_{pe} \leq 10 \text{ mm Les diamètres appropriés : } d = (12; 14) \text{ mm.}$$

$$10 \leq t_{pe} \leq 25 \text{ mm Les diamètres appropriés : } d = (16; 20; 24) \text{ mm.}$$

$$t_{pe} \geq 25 \text{ mm Les diamètres appropriés : } d = (24; 27; 30) \text{ mm.}$$

On a l'épaisseur de la platine  $t_{pe} = 20 \text{ mm}$ , alors on prend des boulons dont le diamètre égale à  $\phi = 16 \text{ mm}$  de classe 10.9.

**XI.4.1.4- Détermination de nombre des boulons nécessaire :**

Le nombre des boulons est déterminé selon la condition de résistance au cisaillement :

$$F_{V.Sd} \leq F_{V.Rd}$$

$$F_{V.Sd} = \frac{V_{Sd}}{n}$$

$F_{V.Sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon.

$n$  : désigne le nombre des boulons.

$$F_{V.Rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0.5}{\gamma_{Mb}}$$

$F_{V.Rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon.

$A_s$  : aire de section résistante, donné par le tableau suivant :

Tableau XI.03 : valeurs de la section résistante  $A_s$  des boulons.

<b>Diamètre nominale du boulons <math>d</math> (mm)</b>	14	16	18	20	22	24	27	30
<b>Section résistante <math>A_s</math> (mm<sup>2</sup>)</b>	115	157	192	245	303	353	459	561

Pour les boulons **HR** de classe 10.9 et  $\phi = 16 \text{ mm}$  :

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa.}$$

$$A_s = 157 \times 10^{-6} \text{ m}^2.$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25 .$$

Alors le nombre  $n$ , est déterminé comme suit :

$$n \geq \frac{V_{Sd} \times \gamma_{Mb}}{f_{ub} \times A_s \times 0.5}$$

$$n \geq \frac{165.32 \times 10^{-3} \times 1.25}{1000 \times 157 \times 10^{-6} \times 0.5}$$

$$n \geq 2.63$$

Pour une large marge de sécurité, on opte  $n = 8$ , de diamètre  $d = 16 \text{ mm}$  de classe 10.9, avec :

Le nombre des files  $n_2 = 2$ .

Le nombre des boulons par rangé  $n_1 = 4$ .

**XI.4.1.5- Disposition constructive des boulons :**

$$d_0 = \phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm.}$$

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t_w$$

$$21.6 \leq e_1 \leq 216$$

$$\text{On opte : } e_1 = \mathbf{60 \text{ mm}}$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t_w$$

$$27 \leq e_2 \leq 216$$

$$\text{On opte : } e_2 = \mathbf{150 \text{ mm}}$$

$$1.2 d_0 \leq P_1 \leq 14 t_w$$

$$21.6 \leq P_1 \leq 252$$

$$\text{On opte : } P_1 = \mathbf{75 \text{ mm}}$$

$$3 d_0 \leq P_2 \leq 14 t_w$$

$$54 \leq P_2 \leq 252$$

$$\text{On opte : } P_2 = \mathbf{250 \text{ mm}}$$

D'où :

$e_i$  : désigne les pinces longitudinales ou transversales.

$P_i$  : est l'entraxe des boulons soit longitudinalement ou transversalement.

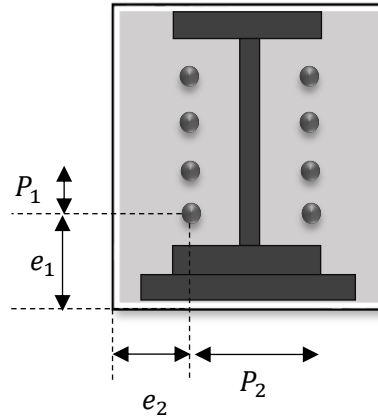


Figure XI.02 : disposition des boulons.

**XI.4.1.6- Vérification des boulons au glissement :**

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$F_{v.Sd} \leq F_{s.Rd}$$

D'où :

$F_{s.Rd}$  : est la résistance de calcul au glissement d'un boulon à haut résistance, est donnée comme suit :

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{p.Cd}$$

$$F_{p.Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{v.Sd} = \frac{V_{Sd}}{n}$$

Avec :

$F_{p.Cd}$  : la valeur de précontrainte des boulons HR.

$\mu$  : le coefficient de frottement dépendant la classe de traitement de surface.

$m$  : le nombre des surfaces de frottement.

$k_s = 1.0$  pour les trous à tolérances normale à savoir :

1 mm pour les boulons de  $\phi$  12 à  $\phi$  14.

2 mm pour les boulons de  $\phi$  16 à  $\phi$  24.

3 mm pour les boulons de  $\phi$  27 et plus.

- **Le coefficient de frottement :**

Le coefficient de frottement est pris généralement égale à 0.5, dans le cas de classe A avec des surfaces découpées par grenailage ou sablage.

$$k_s = 2.0$$

$$m = 2$$

$$\mu = 0.5$$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 1000 \times 157.10^{-6}$$

$$F_{p.cd} = 109.90 \text{ kN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 2 \times 0.5}{1.25} \times 109.90$$

$$F_{s.Rd} = 87.92 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{165.32}{8} = 20.66 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} < F_{s.Rd}$$

..... **La condition est vérifiée.**

#### **XI.4.1.7- Vérifications des boulons sollicité au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$F_{v.Rd} \geq N_{sd}'$$

D'où :

$$F_{v.Rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times m \times n}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{sd}' = \frac{N_{sd}}{n}$$

Avec :

$m = 2$  : représente le nombre des sections de cisaillement.

$n = 8$  : nombre de boulons cisailés.

Alors :

$$F_{v.Rd} = \frac{1000 \times 157.10^{-6} \times 2 \times 8}{1.25}$$

$$F_{v.Rd} = 2009.6 \text{ kN.}$$

$$N'_{Sd} = \frac{4794.73}{8} = 599.34 \text{ kN}$$

$$N'_{Sd} < F_{v.Rd}$$

..... La condition est vérifiée.

#### XI.4.1.8- Vérification des boulons à la traction :

On doit vérifier :

$$F_{v.Sd} \leq F_{t.Rd}$$

Avec :

$$F_{t.Rd} = \frac{f_{ub} \times k_2 \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v.Sd} = \frac{V_{sd}}{n} = 20.66 \text{ kN}$$

D'où :

$k_2$  : c'est un coefficient, prend la valeur ;  $k_2 = 0.63$ , pour les boulons à tête fraisé. Et prend la valeur ;  $k_2 = 0.9$  pour le cas général.

Alors :

$$F_{t.Rd} = \frac{1000 \times 0.9 \times 157.10^{-6}}{1.25} = 113.04 \text{ kN}$$

$$F_{v.Sd} < F_{t.Rd}$$

..... La condition est vérifiée.

#### XI.4.1.9- Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{f_{ub} \times 2.5 \times d \times t_w \times a}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v.Sd} = \frac{V_{sd}}{n} = 20.66 \text{ kN}$$

Avec :

$$a = \min \left( \frac{e_1}{3 d_0}; \frac{P_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left( \frac{60}{3 \times 18}; \frac{75}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right)$$

$$a = 1$$

$$d = h_{eff} - 2t_f = 22.5 \text{ mm}$$

Alors :

$$F_{b.Rd} = \frac{1000 \times 2.5 \times 0.0225 \times 0.018 \times 1}{1.25}$$

$$F_{b.Rd} = 810 \text{ kN}$$

$$F_{v.Sd} < F_{b.Rd}$$

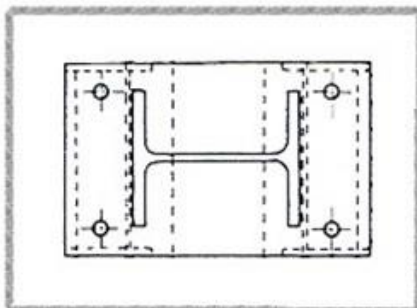
..... La condition est vérifiée.

#### XI.4.2- Calcul de pied de poteau :

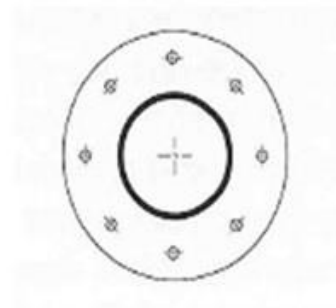
La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées platines, fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas on a deux types de pieds à calculer, les poteaux creux circulaire remplis de béton et les poteaux en (**HEB 200**), qui sont encastrés à leurs bases.

##### XI.4.2.1- Dimensionnement de la plaque d'assise :

La plaque d'assise est destinée à maintenir solidement le poteau à l'armature de fondation, ou pour notre cas, les armatures de poteau en béton armé. Pour ce faire, elle est soudée par le biais d'un cordon de soudure à la base des poteaux sur tout le contour de la section transversale du profilé.



a- plaque d'ancrage de poteau en H ou en I



b- plaque d'ancrage de poteau tubulaire

Figure XI.03 : type des plaques soudées dans la structure présente.

**XI.4.2.2- Données :**

- ✓ La plaque d'assise de nuance FeE 360.
- ✓ Poteau en béton armé de classe 35/45 ;  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ .
- ✓ Coefficient de sécurité de béton :  $\gamma_c = 1.5$ .
- ✓ Le coefficient  $\alpha = 1$ .
- ✓ Résistance de béton à la compression :  $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 23.34 \text{ MPa}$ .
- ✓ Coefficient du matériau de scellement est  $\beta_j = 2 / 3$ .
- ✓ Au niveau de poteau métallique  $N_{sd} = 1352.36 \text{ kN}$
- ✓ Au niveau de poteau creux circulaire mixte  $N_{sd} = 6490.02 \text{ kN}$

**XI.4.2.3- Epaisseur de cordon de soudure :**

$$\text{Pour poteau HEB 200 : } \begin{cases} a_s = 0.7 \times t_f = 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm} \\ a_a = 0.7 \times t_w = 6.3 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend :  $a_s = 15 \text{ mm}$  et  $a_a = 10 \text{ mm}$ .

Pour poteau creux circulaire mixte :  $a_s = 0.7 \times t = 0.7 \times 8 = 5.6 \text{ mm}$

On prend :  $a_s = 10 \text{ mm}$ .

$a_s, a_a$  : représentent les épaisseurs de cordon de soudure de semelle, et de l'âme de profilé successivement.

**XI.4.2.4- Résistance de calcul à l'écrasement de matériau de scellement  $F_{jd}$ :**

$$F_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd}$$

Avec :

$\alpha$  : représente le rapport entre la longueur, ou largeur, de la fondation (pour notre cas le poteau de sous-sol en béton armé) et la longueur, ou largeur, de la plaque d'assise.

On prend :  $\alpha = 1.5$ , car les dimensions de la plaque ne sont pas encore déterminées.

Alors :

$$F_{jd} = 3/2 \times 2/3 \times 23.34$$

$$F_{jd} = 23.33 \text{ MPa}$$

**XI.4.2.5- Détermination de surface de la plaque :**

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des valeurs suivantes :

- Pour les poteaux en H :

$$A_{c0} = \max \left( \frac{1}{bh} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 ; \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)$$



$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{0.2^2} \left(\frac{1352.36 \cdot 10^{-3}}{23.34}\right)^2; \frac{1352.36 \cdot 10^{-3}}{23.34}\right)$$

$$A_{c0} = \max(0.08 \text{ m}^2; 0.057 \text{ m}^2)$$

- Pour les poteaux tubulaires :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{\pi (d/2)^2} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right)^2; \frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right)$$

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{\pi (0.457/2)^2} \left(\frac{6490.02 \cdot 10^{-3}}{23.34}\right)^2; \frac{6490.02 \cdot 10^{-3}}{23.34}\right)$$

$$A_{c0} = \max(0.37 \text{ m}^2; 0.27 \text{ m}^2)$$

D'autre part, les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise sont choisies comme suit :

$$\text{Pour poteaux en H : } \begin{cases} b_b > b + 2t_f = 200 + (2 \times 15) \Rightarrow b_b > 230 \text{ mm} \\ h_b > b + 2t_f = 200 + (2 \times 15) \Rightarrow h_b > 230 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Pour le poteau tubulaire : } d_b > d + 2t = 457 + (2 \times 8) \Rightarrow d_b > 473 \text{ mm}$$

On prend :

$$\text{Pour les poteaux en H : } b_b = h_b = 300 \text{ mm} \Rightarrow A_{c0} = 0.09 \text{ m}^2.$$

$$\text{Pour les poteaux tubulaires : } d_b = 0.7 \text{ m} \Rightarrow A_{c0} = 0.38 \text{ m}^2$$

#### XI.4.2.6- Calcul de largeur d'appui additionnelle C :

La largeur d'appuis additionnelle est valable juste pour les poteaux en I ou H. Il est donné par :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4Ac}}{2A}$$

Avec :

$$A = 2.$$

$$B = -b + t_w - h = -391 \text{ mm}$$

$$c = \frac{0.5 N_{sd}}{F_{jd}} - (2b t_w + 4t_f^2 + 0.5h t_w - t_f t_w)$$

$$c = 23.71 \text{ mm}$$

La largeur additionnelle a pour valeur :

$$C = \frac{391 - \sqrt{391^2 - 4 \times 2 \times 23.71}}{2}$$

$$C = 0.06 \text{ mm}$$

#### XI.4.2.7- Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise :

$$t_p \geq \frac{C}{\sqrt{\frac{f_y}{3 F_{dj} \times \gamma_{M2}}}}$$

$$t_p \geq \frac{0.06 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{\frac{235}{3 \times 23.34 \times 1.25}}}$$

$$t_p \geq 0.03 \text{ mm}$$

L'épaisseur de la platine de pied de poteau,  $t_p$ , est proportionnelle aux dimensions du poteau correspondant et de l'épaisseur de cordon de soudure de l'assemblage. Dans ce cadre on opte :

$$t_p = 20 \text{ mm.}$$

- Recalcul de la largeur additionnelle  $C$  :

$$C = t \left( \frac{f_y}{3 F_{dj} \times \gamma_{M2}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$C = 20 \left( \frac{235}{3 \times 23.34 \times 1.25} \right)^{1/2}$$

$$C = 32.77 \text{ mm}$$

On prend  $C = 33 \text{ mm}$ .

Le débord de la plaque d'assise  $\beta_c$  :

$$\beta_c = 50 \text{ mm.}$$

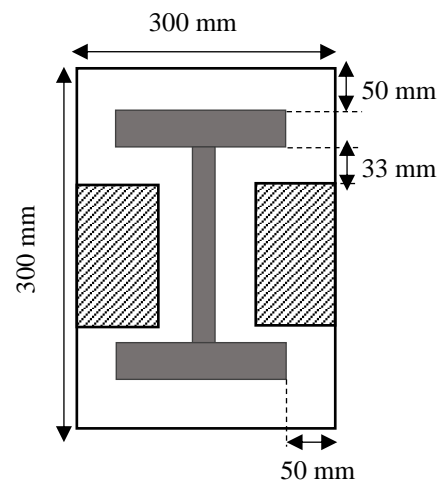


Figure XI.04 : dimensions de la plaque d'assise.

#### XI.4.2.8- Section efficace $A_{eff}$ :

Pour les poteaux en H :

$$A_{eff} = 2 (b + 2\beta_c) \times (C + \beta_c + t_f) + (h - 2C - 2t_f) \times (2C + t_w)$$

$$A_{eff} = 2 (200 + 100) \times (33 + 50 + 15) + (200 - 66 - 30) \times (66 + 9)$$

$$A_{eff} = 0.066 \text{ m}^2$$

Pour les poteaux tubulaires :

$$A_{eff} = A_{c0} = 0.38 \text{ m}^2$$

**XI.4.2.9- Calcul de la résistance à l'effort axiale :**

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

D'où :

$$N_{Rd} = A_{eff} \times F_{jd}$$

- Pour les poteaux en H :

$$N_{Rd} = 0.06 \times 23.34 = 1400.41 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1352.36 \text{ kN} < N_{Rd} = 1400.41 \text{ kN}$$

**La condition est vérifiée.**

- Pour les poteaux tubulaires :

$$N_{Rd} = A_{eff} \times F_{jd} = A_{c0} \times F_{jd}$$

$$N_{Rd} = 0.38 \times 23.34 = 8869.2 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 6490.02 \text{ kN} < N_{Rd} = 8869.2 \text{ kN}$$

..... **La condition est vérifiée.**

**XI.4.2.10- Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :**

On doit vérifier, pour les poteaux en H, que :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{5.44 \cdot 10^{-4} \times 1352.36}{0.06} = 12.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6\gamma_{M0}} = \frac{0.02^2 \times 235 \cdot 10^3}{6 \times 1.1} = 14.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 12.27 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 14.24 \text{ kN.m}$$

**La condition est vérifiée.**

**XI.4.2.11- Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise :**

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

Avec :

$$F_{v.Rd} = C_f \times N_{sd}$$

$C_f$  : le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement, égale à 0.2.

Alors, pour les poteaux en H :

$$V_{sd} = 230.87 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rd} = 0.2 \times 1352.36 = 270.52 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 230.87 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 270.52 \text{ kN}$$

Pour les poteaux tubulaires :

$$V_{sd} = 457.98 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rd} = 0.2 \times 6490.02 = 1298.01 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 457.98 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 1298.01 \text{ kN}$$

La résistance de la plaque d'assise vis-à-vis le cisaillement est vérifié.

#### XI.4.2.12- Vérification des contraintes dans les goujons d'ancrage :

L s'agit de vérifier que :

$$\sigma_a \leq f_y$$

$$\sigma_b \leq f_{bu}$$

D'où :

$$\sigma_a = \frac{N_{sd} l - h \frac{h'}{3}}{A \left( h - \frac{h'}{3} \right)}$$

$$\sigma_b = \frac{2 N_{sd} l}{b h' \left( h - \frac{h'}{3} \right)}$$

$\sigma_a$  : la contrainte de traction de l'acier.

$\sigma_b$  : contrainte de compression dans le béton.

$A$  : est l'aires des goujons tractés.

$h$  : désigne la longueur entre l'axe de tige en traction et l'extrémité de la plaque.

$l$  : représente la distance entre le point d'application de l'effort excentrée  $N_{sd}$  et le goujon en traction.

$b$  : la largeur de la plaque d'assise.

$h'$  : est la distance obtenue par l'équation de 3<sup>ème</sup> degré suivante :

$$h'^3 + 3(l - h)h' + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

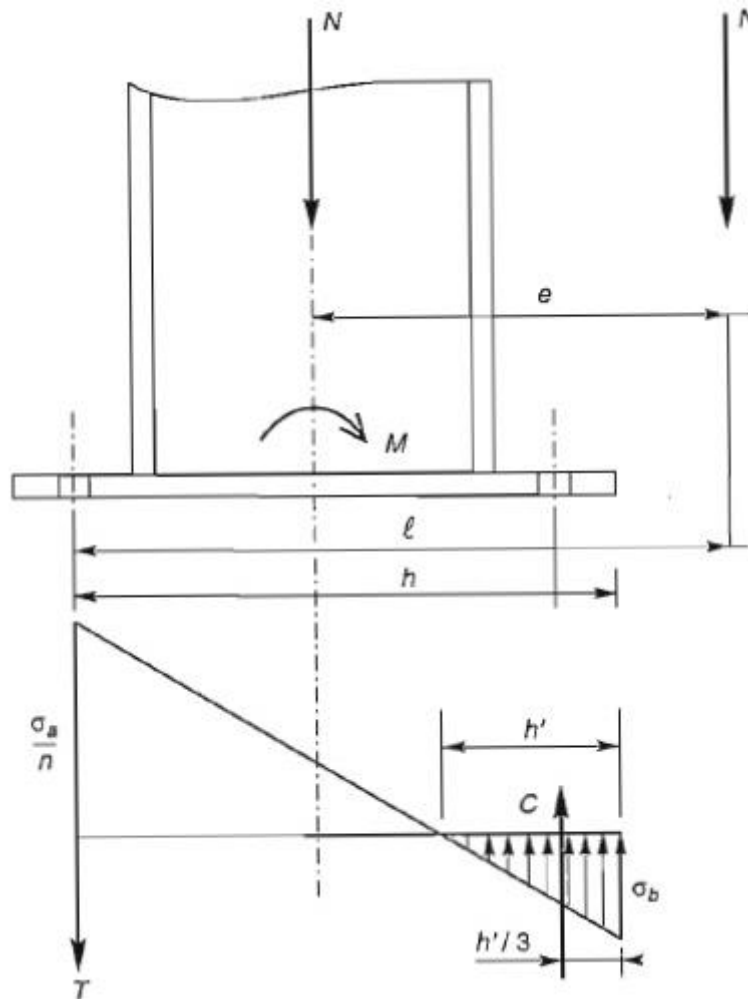


Figure XI.05 : efforts sollicitant les boulons dans le poteau encasté.

- **Données :**

$$f_{bu} = 25.86 \text{ MPa.}$$

$$f_y = 235 \text{ MPa.}$$

Pour les poteaux en H :

- ✓ En adopte 8 boulons de diamètre  $\phi = 24 \text{ mm}$
- ✓  $N_{sd} = 1352.36 \text{ kN}$
- ✓  $M_{sd} = 94.62 \text{ kN.m}$

Pour les poteaux tubulaires :

- ✓ En adopte 10 boulons de diamètre  $\phi = 24 \text{ mm}$
- ✓  $N_{sd} = 6490.02 \text{ kN}$
- ✓  $M_{sd} = 457.82 \text{ kN.m}$

- **Calcul de l'excentricité et détermination de  $h'$  :**

- Pour les poteaux en H :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{94.62}{1352.36} = 0.07 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0.05 \text{ m} < e = 0.07 \text{ m}$$

Alors, le point d'application de l'effort excentré  $N_{Sd}$  se trouve hors du noyau central de section (tiers central) de section et par conséquent les boulons en gauches sont sollicités à la traction.

$$A = 4 \times 3.53 = 14.12 \text{ cm}^2$$

$$l = 28.5 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Alors l'équation de 3<sup>ème</sup> degré de  $h'$  devient :

$$h'^3 + 10.5 h'^2 + 1207.26h' - 30181.5 = 0$$

Par solution, cette équation admet un solution réelle égale à :

$$h' = 17.69 \text{ cm}$$

- Pour les poteaux tubulaires :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{1298.04}{6490.02} = 0.2 \text{ m}$$

$$\frac{d}{6} = 0.12 \text{ m} < e = 0.2 \text{ m}$$

Alors, le point d'application de l'effort excentré  $N_{Sd}$  se trouve hors du noyau central de section (tiers central) de section et par conséquent les boulons en gauches sont sollicités à la traction.

$$A = 5 \times 3.53 = 17.65 \text{ cm}^2$$

$$l = 49.9 \text{ cm}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

Alors :

$$h'^3 - 48 h'^2 + 1113.21 h' - 72276.75 = 0$$

Par solution, cette équation admet un solution réelle égale à :

$$h' = 52.82 \text{ cm}$$

• **Vérification des contraintes :**

- **Poteau en H :**

$$\sigma_a = \frac{N_{sd}}{A} \frac{l - h \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} = \frac{1352.36 \times 10^{-3}}{14.12 \times 10^{-4}} \times \frac{0.285 - \left(0.25 \times \frac{0.176}{3}\right)}{0.25 - \frac{0.176}{3}}$$

$$\sigma_a = 957.54 \times 0.141$$

$$\sigma_a = 135.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a < f_y$$

..... La contrainte de l'acier est vérifiée.

$$\sigma_b = \frac{2 N_{sd} l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{2 \times 1352.36 \times 10^{-3} \times 0.285}{0.3 \times 0.176 \times \left( 0.25 - \frac{0.176}{3} \right)}$$

$$\sigma_b = 7.706 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < f_{bu}$$

..... La contrainte de béton est vérifiée.

- Poteau tubulaire :

$$\sigma_a = \frac{N_{sd} l - h \frac{h'}{3}}{A \left( h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{6490.02 \times 10^{-3} \times 0.499 - \left( 0.65 \times \frac{0.528}{3} \right)}{17.65 \times 10^{-4} \times \left( 0.65 - \frac{0.528}{3} \right)}$$

$$\sigma_a = 367.706 \times 0.623$$

$$\sigma_a = 229.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a < f_y$$

..... La contrainte de l'acier est vérifiée.

$$\sigma_b = \frac{2 N_{sd} l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{2 \times 6490.02 \times 10^{-3} \times 0.49}{0.3 \times 0.528 \times \left( 0.65 - \frac{0.528}{3} \right)}$$

$$\sigma_b = 8.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < f_{bu}$$

..... La contrainte de béton est vérifiée.

# *CHPITRE XII :*

## *Etudes de l'infrastructures*

- Introduction.
- Voile périphérique.
- Fondations.



### XII.1- Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le mauvais dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part, une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

### XII.2- Voiles périphériques :

Les voiles de sous-sol sont des dispositifs conçus afin de ceinturer l'infrastructure pour qu'elle devienne une boîte rigide, aussi pour soutenir l'effet de poussée de terres. Le calcul des voiles est similaire de dalle pleine mais verticalement, sollicité uniquement en flexion simple.

D'après le **RPA99 v 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur  $\geq 15$  cm.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de  $40 \phi$  pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur  $e = 20$  cm.

La hauteur de voile périphérique  $H = 3.2$  m.

La longueur de voile  $L = 7.8$  m.

#### XII.2.1- Calcul de force de poussée de terre :

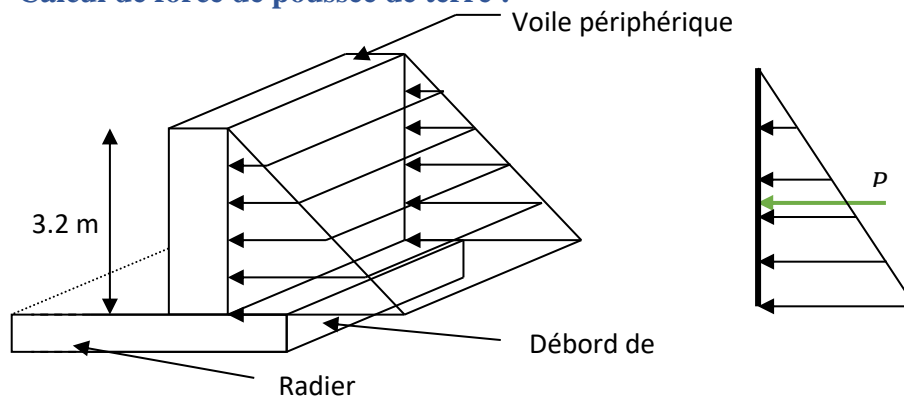


Figure XII.01 : voile périphérique et son schémas statique.

#### • Caractéristiques de terre :

D'après le rapport géotechnique (*annexe F*) on a obtenu les caractéristiques suivantes :

Poids volumique de sol :  $\gamma = 20.2 \text{ KN/m}^3$

L'angle de frottement interne :  $\varphi = 10.9^\circ$

La poussée de terre est donnée par la formule suivante :

$$P_t = \frac{1}{2} \left[ \gamma H^2 t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$P_t = \frac{1}{2} \left[ 20.2 \times 3.2^2 t g^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{10.9}{2} \right) \right]$$

$$P_t = 70.32 \text{ kN/ml}$$

### XII.2.2- Détermination des sollicitations :

- En ELU :

$$P_u = \frac{1}{2} \left[ \gamma H^2 t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] 1.35$$

$$P_u = \frac{1}{2} \left[ 20.2 \times 3.2^2 t g^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{10.9}{2} \right) \right] \times 1.35$$

$$P_u = 94.93 \text{ KN/ml}$$

- En ELS :

$$P_s = \frac{1}{2} \left[ \gamma \times H^2 \times t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$P_s = \frac{1}{2} \left[ 20.2 \times 3.2^2 \times t g^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{10.9}{2} \right) \right]$$

$$P_s = 70.32 \text{ KN/ml}$$

### XII.2.3- Détermination de sens de travail de la dalle verticale :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.2}{7.8} = 0.41 \Rightarrow 0.41 < \rho < 1$$

La dalle verticale est donc travail dans deux sens, la fissuration est considérée comme fissuration très préjudiciable.

### XII.2.4- Calcul des moments fléchissant :

Le tableau de **PIGEAUD** fournit les paramètres  $\mu_x$  et  $\mu_y$ , en fonction de  $\rho$  et le coefficient de poisson, afin de calcul les moments dans les deux sens  $M_x$  et  $M_y$ , on obtient les résultats suivants :

- En ELU :  $\nu = 0$

$$\rho = 0.41 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1078 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

Tableau XII.01 : Calcul des moments en ELU, dans les deux sens.

		Selon le sens x		Selon le sens y	
Moments			$M_x = \mu_x l_x^2 P_u = 104.79 \text{ kN.m}$		$M_y = \mu_y M_x = 26.19 \text{ kN.m}$
	En travée		$M_x^t = 0.80 M_x = 83.83 \text{ kN.m}$		$M_y^t = 0.80 M_y = 20.95 \text{ kN.m}$
	En appuis	Rive	$M_x^a = -0.35 M_x = -36.7 \text{ kN.m}$		$M_y^a = -0.35 M_y = -9.16 \text{ kN.m}$
		Autre	$M_x^a = -0.50 M_x = -52.39 \text{ kN.m}$		$M_y^a = -0.50 M_y = -13.09 \text{ kN.m}$

- En ELS :  $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.41 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.11 \\ \mu_y = 0.301 \end{cases}$$

Tableau XII.02 : Calcul des moments en ELS, dans les deux sens.

		Selon le sens x		Selon le sens y	
<b>Moments</b>			$M_x = \mu_x l_x^2 P_s = 70.20 \text{ kN.m}$		$M_y = \mu_y M_x = 23.83 \text{ kN.m}$
	<b>En travée</b>		$M_x^t = 0.80M_x = 63.36 \text{ kN.m}$		$M_y^t = 0.80M_y = 19.07 \text{ kN.m}$
	<b>En appuis</b>	<b>Rive</b>	$M_x^a = -0.35M_x = -27.72 \text{ kN.m}$		$M_y^a = -0.35M_y = -9.16 \text{ kN.m}$
		<b>Autre</b>	$M_x^a = -0.50M_x = -39.60 \text{ kN.m}$		$M_y^a = -0.50M_y = -11.91 \text{ kN.m}$

**XII.2.5- Calcul de ferrailage :**

La section à ferrailer est  $(1 \times 0.20)m^2$ , le calcul des armatures se fait à la flexion simple, le tableau suivant représente la récapitulation des calculs a fait, avec les sections minimales des armatures dans les deux directions :

Tableau XII.03 : Calcul des sections de ferrailage des voiles.

	Sens X		Sens-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$M_u(\text{kN.m})$	83.83	52.39	20.95	13.09
$\mu$	0.182	0.114	0.045	0.028
$\alpha$	0.253	0.152	0.057	0.035
$\beta$	0.898	0.939	0.976	0.985
$A_u(\text{cm}^2)$	14.90	8.90	3.42	2.11
$A_{min}(\text{cm}^2)$	2.07	2.07	1.6	1.6
<b>Le choix</b>	<b>8T16</b>	<b>8T12</b>	<b>4T12</b>	<b>3T12</b>
$A_s(\text{cm}^2)$	<b>16.08</b>	<b>9.05</b>	<b>4.42</b>	<b>3.39</b>
$St(\text{cm})$	12.5	12.5	25	33.33

- **Section minimale des armatures :**

- Selon le sens de y :

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2.$$

D'où :

$$\rho_0 = \frac{2}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{2}{2500} = 0.0008$$

$$A_{ymin} = 1.6cm^2$$

- Selon le sens de x

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{L_x}{L_y}\right)}{2} A_{ymin} = \frac{3 - \left(\frac{3.20}{7.8}\right)}{2} \times 2.8 \quad A_{xmin} = 2.07 \text{ cm}^2$$

### XII.2.6- Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

La vérification de l'effort tranchant dans les dalles ; dans ce cas les voiles ; ce fait suivant les deux directions selon les formules suivantes :

- **Suivant le sens x :**

$$T_{ux} = \frac{P_u}{2l_y + l_x} = \frac{94.93}{2 \times 7.8 + 3.2} = 5.05 \text{ kN/ml}$$

- **Suivant le sens y :**

$$T_{uy} = \frac{P_u l_x}{3} = \frac{94.93 \times 3.2}{3} = 101.25 \text{ kN/ml}$$

Donc il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{101.25 \times 10^{-3}}{0.18} = 0.562 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_l$  ..... **La condition est vérifiée.**

### XII.2.7- Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

La contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}) = 164.97 \text{ MPa}$

La contrainte du béton  $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier  $\sigma_s = 15 k (d - y)$

y : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2} by^2 - 15 A(d - y) = 0 \Rightarrow by^2 + 30 Ay - 30Ad = 0$$

Après la résolution, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 7.21 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A(d - y)^2 = 40574.91 \text{ cm}^4;$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{63.36 \times 10^{-3}}{40574.91 \times 10^{-8}} = 95.76 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 6.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 154.98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Les deux conditions sont vérifiées.}$$

### XII.2.8- Vérification de flèche :

On doit vérifier que ces trois conditions sont remplies simultanément :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

Avec :

$h$  : hauteur totale de section.

$l$  : est la portée de travée, égale à 3.2 m

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{3.2} = 0.063 > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{l} = 0.063 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser \max}}{M_u \max} = 0.04$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{1 \times 0.18} = 0.00182 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.01$$

..... **Toutes les conditions sont remplies.**

### XII.3- Fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure et recevoir les actions ascendantes du sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

#### XII.3.1- Choix des fondations :

Selon le rapport de laboratoire géotechniques, la contrainte admissible de sol est prise égale à :  $\sigma_{sol} = 2.2 \text{ bars}$ .

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la super structure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la structure.
- La qualité de sol de fondation.

Si le sol est mauvais les semelles deviennent très largesse tendent à occuper tout l'entre axes des poteaux c'est pour ça nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

#### ✚ Surface nécessaire pour les semelles isolées :

$$\frac{N_u'}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$N_u'$  : c'est l'effort axiale ultime tirée par la somme des efforts axiales des poteaux obtenus à partir le **SAP 2000**.

$$N_u' = \sum N_i = \mathbf{392748.33 \text{ kN}}$$

$S$  : l'aires de semelles.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible de sol,  $\bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2$

Alors :

$$S \geq \frac{N_u'}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{392748.33}{220} \Rightarrow S \geq 1785.21 \text{ m}^2$$

On déduit que la surface totale des semelles dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment ( $50\% S_{tot} = 1460.16$ ), ce qui induit le chevauchement de ces semelles. On doit vérifier si les semelles filantes sont la solution appropriée.

#### ✚ Surface nécessaire pour les semelles filantes :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A}{S_{tot}} < 50\%$$

D'où :

$A$  : l'aire de semelle filante.

$$A = L \times B$$

$L$  : désigne la longueur de file considéré.

$S_{tot}$  : est la surface total reprise par la base du bâtiment.

$$S_{tot} = 2920.32 \text{ m}^2$$

La surface de la semelle filante sera déterminée par :

$$\frac{N_u'}{A} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_i}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$L = 41.1 \text{ m}$$

$$N_u' = \sum N_i = \mathbf{392748.33 \text{ kN}}$$

Alors :

$$B \geq \frac{392748.33}{41.1 \times 220}$$

$$B \geq 43.43 \text{ m}$$

$$\frac{A}{S_{tot}} = \frac{B \times L}{S_{tot}} = \frac{43.43 \times 41.1}{2920.32} = 61.12\%$$

On déduit que la surface totale des semelles filantes dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise le forte Pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

### **XII.3.2- Radier générale :**

Le radier reçoit les actions ascendantes du sol.

Différence fondamentale avec les planchers :

- La dalle par sa masse propre s'oppose aux actions du sol et est portée gratuitement.
- Les poutres intermédiaires de fortes sections ont une masse propre importante qui n'est pas prise en compte pour le calcul de l'armature.

Le radier est assimilé à un plancher renversé, appuyé sur les poteaux et les voiles, Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

- Situation durable et transitoire :

$$\text{En ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

- En Situations accidentelles :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

$$\text{En ELS } G + Q$$

#### **XII.3.2.1- Pré dimensionnement du radier :**

La hauteur  $h_r$  du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{l}{20}$$

Ou :  $l$  représente la portée maximale entre axe parallèle au sens des nervures de panneau plus sollicité

$$l = 7.8m$$

Alors :

$$h_r \geq \frac{7.8}{20} = 39 \text{ cm}$$

Donc on prend :

$$h_r = 40 \text{ cm}$$

**XII.3.2.2- Calcul de débordement D :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm}$$

Soit  $D = 50 \text{ cm}$ .

D'où :

$$S_r = S + (D \times P)$$

$S_r$  : surface du radier.

$S$  ; surface de la base du bâtiment.

$P$  : périmètre de la base.

$$S_r = 2885.22 + (0.5 \times 222.6)$$

$$S_r = 2996.52 \text{ m}^2.$$

**XII.3.2.3- Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

- En ELU :

$$\sigma = \frac{N_u}{S_r} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- En ELS :

$$\sigma = \frac{N_s}{S_r} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$N_u = N_u' + P_r$$

$N_u'$  : c'est l'effort axiale ultime tirée par la somme des efforts axiales des poteaux obtenus à partir le **SAP 2000**.

$P_r$  : représente le poids propre de radier.

• **En ELU :**

$$N_u' = 392748.33 \text{ kN}$$

$$P_r = \rho_b \times S_r \times h_r = 29965.2 \text{ KN}$$

Alors :

$$N_u = 433201.35 \text{ kN}$$

Donc : la vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N_u}{S_r} = \frac{433201.35}{2996.52} = 144.56 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2$$

**La condition est vérifiée.**

• **En ELS :**

$$N_s' = 283825.18 \text{ kN}$$

$$P_r = \rho_b \times S_r \times h_r = 29965.2 \text{ KN}$$



Alors :

$$N_s = 313790.38 \text{ kN}$$

Donc : la vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N_s}{S_r} = \frac{313790.38}{2996.52} = 104.71 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2$$

**La condition est vérifiée.**

#### XII.3.2.4- Détermination des sollicitations de radier :

D'abord on détermine le sens de travail du radier.

Pour le panneau plus sollicité les dimensions en plan sont les suivant :

$$l_x = 7.8 \text{ m}$$

$$l_y = 11.5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{7.8}{11.5} = 0.68 > 0.4$$

Donc la dalles sera considéré comme portant suivant deux directions.

- **Les sollicitations :**

- En ELU :

$$Q_u = 144.57 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{v} = \mathbf{0}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \mathbf{0.0707} \\ \mu_y = \mathbf{0.408} \end{cases}$$

Le tableau suivant représente les valeurs des moments en ELU et dans les deux sens :

Tableau XII.04 : calcul des moments de radier en ELU dans les deux sens.

	Selon le sens x	Selon le sens y
Moments	$M_x = \mu_x l_x^2 Q_u = 621.85 \text{ kN.m}$	$M_y = \mu_y M_x = 253.71 \text{ kN.m}$
En travée	$M_{x t} = 0.8 M_x = 497.48 \text{ kN.m}$	$M_{y t} = 0.8 M_y = 202.97 \text{ kN.m}$
En appuis	$M_{x a} = 0.5 M_x = 310.925 \text{ kN.m}$	$M_{y a} = 0.5 M_y = 126.855 \text{ kN.m}$

- En ELS :

$$Q_s = 104.71 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{v} = \mathbf{0.2}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \mathbf{0.0766} \\ \mu_y = \mathbf{0.563} \end{cases}$$

Le tableau suivant représente les valeurs des moments en ELS dans les deux sens :

Tableau XII.05 : calcul des moments de radier en ELS dans les deux sens.

	Selon le sens x	Selon le sens y
<b>Moments</b>	$M_x = \mu_x l_x^2 Q_s = 488 \text{ kN.m}$	$M_y = \mu_y M_x = 289.4 \text{ kN.m}$
<b>En travée</b>	$M_{xt} = 0.8 M_x = 390.4 \text{ kN.m}$	$M_{yt} = 0.8 M_y = 231.52 \text{ kN.m}$
<b>En appuis</b>	$M_{xa} = 0.5 M_x = 244 \text{ kN.m}$	$M_{ya} = 0.5 M_y = 144.7 \text{ kN.m}$

**XII.3.2.5- Ferrailage de radier :**

Le radier se calculera comme une dalle pleine renversé appuyé sur les nervures, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 coté et chargées par la contrainte du sol.

La section de ferrailage :  $(b \times h_r) = (1 \times 0.40) \text{m}^2$ .

• **Données :**

$l_x = 7.8 \text{ m}$

$l_y = 11.5 \text{ m}$ .

$h_r = 40 \text{ cm}$

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .

$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$ .

$\sigma_b = 20 \text{ MPa}$ .

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

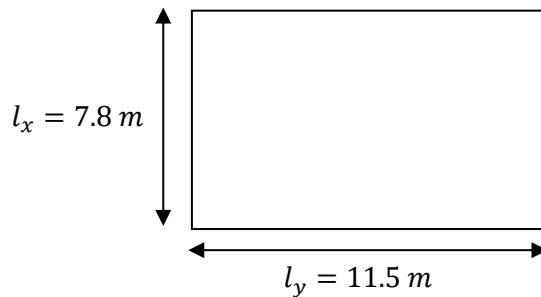


Figure XII.02 : dimensions de panneau plus sollicité du radier.

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple, le tableau suivant représente la récapitulation des calculs a fait, avec les sections minimales des armatures dans les deux directions :

Tableau XII.06 : récapitulation de calcul de ferrailage du radier dans les deux sens.

		$M_u$ <i>kN.m</i>	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_u$ <i>cm<sup>2</sup></i>	$A_{min}$ <i>cm<sup>2</sup></i>	Le choix	$A_{fer}$ <i>cm<sup>2</sup></i>	St <i>cm</i>
<b>Sens X</b>	<b>En travée</b>	497.48	0.0334	0.0424	0.983	2.3	3.71	4 HA12	4.52	25
	<b>En appuis</b>	310.925	0.0209	0.0264	0.989	1.43	3.71	4 HA12	4.52	25
<b>Sens Y</b>	<b>En travée</b>	202.97	0.0136	0.0171	0.993	0.928	3.2	3 HA12	3.39	33.33
	<b>En appuis</b>	126.855	0.0085	0.0106	0.995	0.58	3.2	3 HA12	3.39	33.33

• **Section minimale des armatures :**

- Selon le sens de y :

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h_r.$$

D'où :

$$\rho_0 = \frac{2}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{2}{2500} = 0.0008$$

Alors :

$$A_{ymin} = 3.2 \text{ cm}^2$$

- Selon le sens de x

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{L_x}{L_y}\right)}{2} A_{ymin} = \frac{3 - \left(\frac{7.8}{11.5}\right)}{2} \times 3.2$$

$$A_{xmin} = 3.71 \text{ cm}^2$$

**XII.3.2.6- Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \tau_l$$

D'où :

$$\tau_l = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$T_{max} = \max(T_{ux}; T_{uy})$$

$$T_{ux} = \frac{q_u}{2L_y + L_x} = 4.7 \text{ kN/ml}$$

$$T_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 375.88 \text{ kN/m}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{375.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.81} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} \leq \tau_l = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

**XII.3.2.7- Vérification de contrainte :**

Il suffit de vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\text{La contrainte admissible du béton : } \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de l'acier : fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}) = 164.97 \text{ MPa}$$

La contrainte du béton  $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier  $\sigma_s = 15 k (d - y)$

$y$  : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2} by^2 - 15 A_{fer}(d - y) = 0 \Rightarrow by^2 + 30 A_{fer}y - 30A_{fer}d = 0$$

En raison de même ferrailage adopté dans les deux sens, il suffit la vérification des contraintes dans un seul sens, selon le sens x, l'équation prend la forme suivante :

$$100 y^2 + 135.6y - 4881.6 = 0$$

Après la résolution de l'équation précédente, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 6.34 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de section homogène :

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A_{fer}(d - y)^2 = 68139.39 \text{ cm}^4;$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{390.4 \times 10^{-3}}{68139.39 \times 10^{-6}} = 5.73 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 25.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

..... **Les deux conditions sont vérifiées.**

### **XII.3.3- Les nervures :**

#### **XII.3.3.1- Prédimensionnement des nervures :**

La hauteur de la nervure  $h$  doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l}{6} \geq h \geq \frac{l}{9}$$

D'où :

$l$  : représente l'entraxe des poteaux parallèle au sens des nervures.

Et la largeur  $b$  de la nervure obtenue par :

$$b = 2b_1 + b_0$$

Avec :

$$0.8h \geq b_0 \geq 0.4h$$

$$b_1 = \min\left(\frac{l}{2} - b_0; \frac{l}{10}\right)$$

Alors :

$$l = l_x = 7.8 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{6} \geq h \geq \frac{l_x}{9} \Rightarrow 1.3 \text{ m} \geq h \geq 0.86 \text{ m}$$

On opte  $h = 0.9 \text{ m}$

$$0.4 h \leq b_0 \leq 0.8 h \Rightarrow 0.36 \text{ m} \leq b_0 \leq 0.72 \text{ m}$$

On opte :  $b_0 = 0.45 \text{ m}$

$$b_1 = \min\left(\frac{l_x}{2} - b_0; \frac{l_x}{10}\right) \Rightarrow b_1 = \min\left(\frac{7.8}{2} - 0.45; \frac{7.8}{10}\right)$$

$$b_1 = \min(3.45 \text{ m}; 0.78 \text{ m}) \Rightarrow b_1 = 0.78 \text{ m}$$

Et par conséquent :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \text{ m}$$

### XII.3.3.2- Sollicitations :

Les tableaux suivants, accompagnent avec les diagrammes illustrés dans les figures suivantes, représentent les sollicitations maximales dans les deux sens des nervures :

- **Dans le sens x-x :**

Tableau XII.07 : sollicitations agissantes sur les nervures dans le sens x.

	ELU	ELS
<b>Moment en appuis <math>M_a</math> (kN.m)</b>	1336.01	966.82
<b>Moment en travée <math>M_t</math> (kN.m)</b>	-1045.94	-756.91
<b>Effort tranchant <math>T_y</math> (kN)</b>	829.72	-

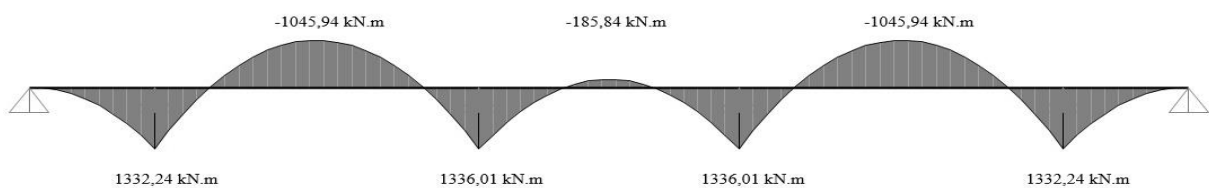


Figure XII.03 : diagramme de moment ultime des nervures dans le sens x-x

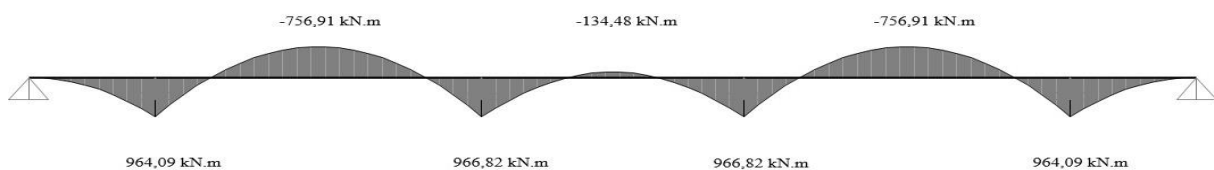


Figure XII.04 : diagramme de moment service des nervures dans le sens x-x.

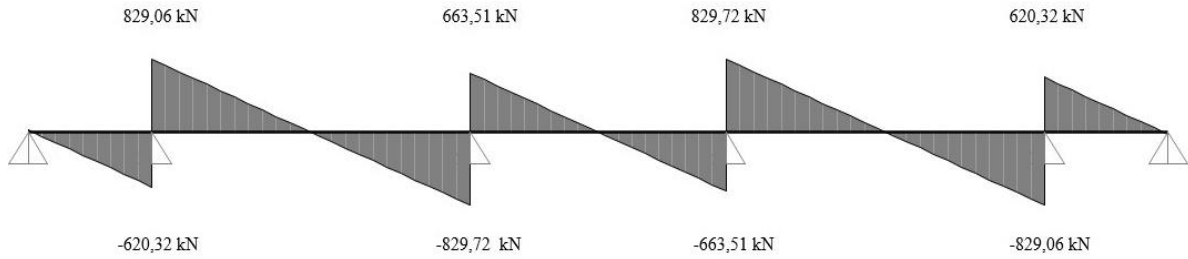


Figure XII.05 : diagramme de l'effort tranchant des nervures dans le sens x-x.

• **Dans le sens yy :**

Tableau XII.08 : sollicitations agissantes sur les nervures dans le sens y-y.

	ELU	ELS
<b>Moment en appuis <math>M_a(kN.m)</math></b>	924.31	668.88
<b>Moment en travée <math>M_t(kN.m)</math></b>	-681.78	493.38
<b>Effort tranchant <math>T_y(kN)</math></b>	681.04	-

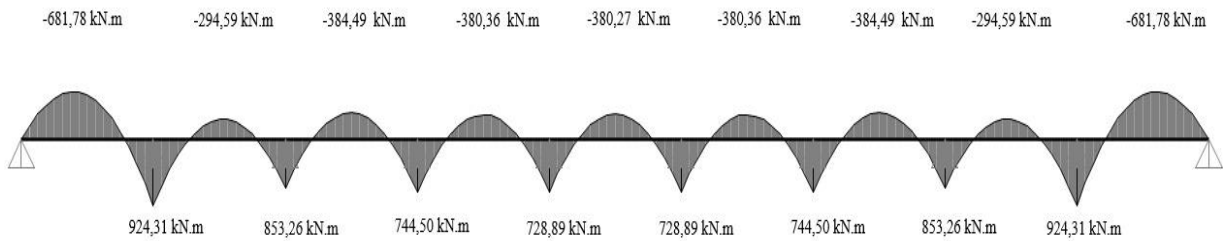


Figure XII.06 : diagramme de moment ultime des nervures dans le sens y-y.

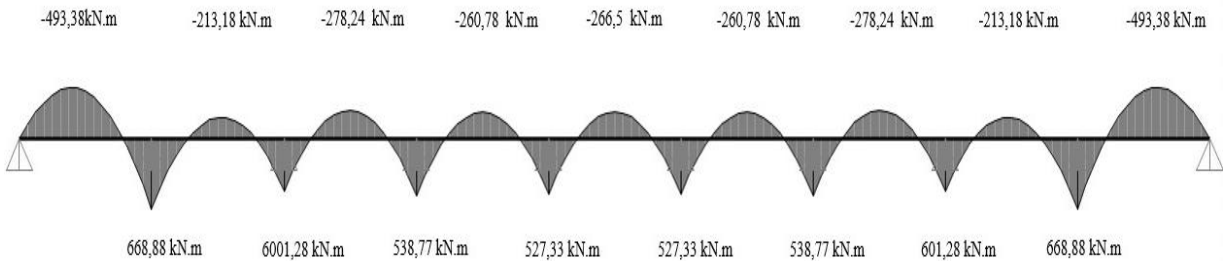


Figure XII.07 : diagramme de moment service des nervures dans le sens yy.

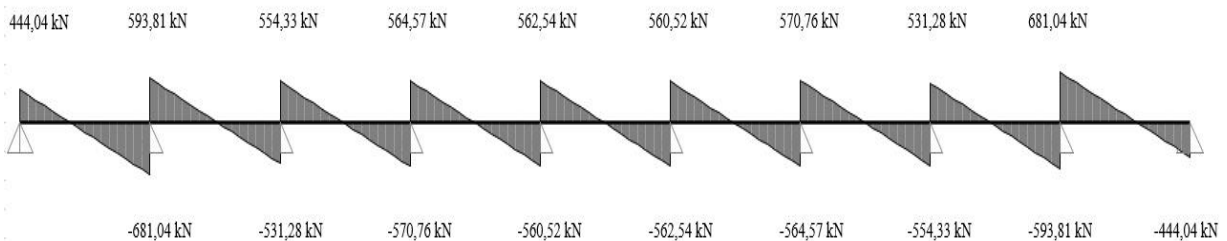


Figure XII.08 : diagramme de l'effort tranchant des nervures dans le sens y-y.

**XII.3.3.4- Ferrailage longitudinale des nervures :**

Le calcul de ferrailage des nervures se fait suivant les règles d'une section T soumis à la flexion simple. Cependant, on fait une comparaison entre le moment sollicitant  $M_u$  et le moment résistant de la table  $M_{TA}$ , si  $M_u < M_{TA}$ , le calcul de ferrailage de cette section devient en section rectangulaire  $b \times h$ . Si cette condition est non vérifiée, le calcul reste dans le cadre d'une section T.

Le moment résistant de la table est donné comme suit :

$$M_{TA} = bh_0\sigma_b \left( d - \left( \frac{h_0}{2} \right) \right)$$

Le tableau suivant résume le calcul de ferrailage des nervures dans les deux sens :

Tableau XII.09 : calcul des sections de ferrailages des nervures.

	Sens X		Sens-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$M_u$ (kN.m)	1045.94	1336.01	681.78	924.31
$M_{TA}$ (kN.m)	9760	9760	9760	9760
$M_u < M_{TA}$	<b>Calcul d'une section rectangulaire <math>b \times h</math> soumis à <math>M_u</math></b>			
$\mu$	0.039	0.051	0.025	0.035
$\alpha$	0.05	0.065	0.032	0.044
$\beta$	0.97	0.97	0.98	0.98
$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	38.25	41.86	24.02	28.59
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	11.31	11.31	11.31	11.31
Le choix	<b>6T25+3T20</b>	<b>9T25</b>	<b>3T25+3T20</b>	<b>6T25</b>
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	38.87	44.18	24.15	29.45
$St$ (cm)	11.25	22.5	11.25	22.5

### XII.3.3.5- Ferrailage transversale des nervures :

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \begin{cases} \frac{h}{35} = 2.57 \text{ cm} \\ \frac{b_0}{10} = 4.5 \text{ cm} \\ \phi_l = 2.5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm d'ou } 6\phi_{10} \Rightarrow A_t = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi_l, 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left( \frac{90}{4}; 12 \times 2.5; 30 \right)$$

$$S_t = 22.5 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = \frac{90}{2}$$

$$S_t = 45 \text{ cm}$$

**XII.3.3.6- Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII.10 : vérification des nervures vis-à-vis l'effort tranchant.

	$T_{max}$	$\tau_u$ MPa	$\tau_l$ MPa	Observation
Sens x-x	0.829	0.51	3.5	Vérifiée
Sens y-y	0.681	0.42	3.5	Vérifiée

**XII.3.3.7- Vérification des contraintes :**

La vérification des contrainte à l'ELS est récapitulée dans le tableau suivant :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}) = 164.97 \text{ MPa}$$

Sens	$y$ m	$I$ $m^4$	$k$ $MN/m^3$	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_s$ MPa	Observation
x-x	0.2	0.029	32.23	6.44	156.31	Vérifiée
y-y	0.17	0.022	30.04	5.11	140.55	Vérifiée

Tableau XII.11 : vérification des contraintes dans les nervures.

**XII.3.3.8- Schémas de ferrailage :**

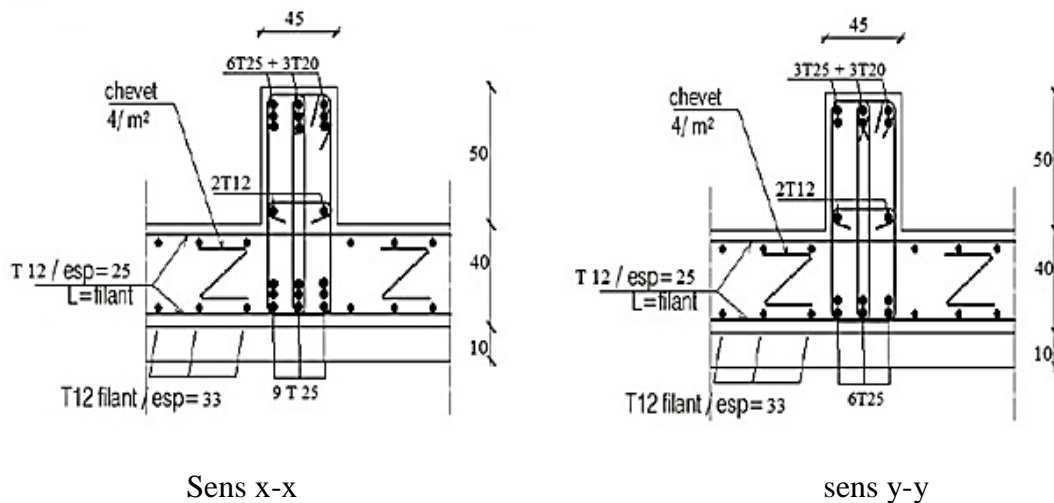


Figure XII.09 : schéma de ferrailage de radier nervuré.



# *CONCLUSION GENERALE*

## CONCLUSION GENERALE :

Dans le présent travail nous avons essayé d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire sur l'étude d'un bâtiment mixte acier-béton armé, à implanter dans une zone sismique et représente l'irrégularité en plan et en élévation. L'objectif principal été de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans les domaines des structures en béton armé et en charpente métallique. Pour atteindre ces objectifs, on a détaillé les étapes de l'étude de cet ouvrage mixte progressivement en deuze chapitres.

La complexité de calcul de cette structure fait inévitablement appel aux services d'outils numériques, on a utilisé le logiciel **SAP 2000 version 20**, et l'application de **coSFBv1.5**.

En plus d'approfondissement, l'étude d'un ouvrage mixte acier-béton armé a permis de faire certaines conclusions :

- ❖ L'association mécanique des deux matériaux l'acier et le béton armé, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux, formant ainsi une section mixte ce qui a augmenté à la fois la résistance, la rigidité et diminuer les dimensions de celle-ci.
- ❖ La complexité de la conception structurale des bâtiments, faire pousser d'adopté une grande phase des recherches bibliographiques pour faire les vérifications requises de tous les éléments constituant cette structure.
- ❖ De savoir le comportement des structures sous l'action dynamique et le rôle important des dispositifs constructifs (voile) ; d'augmenter la rigidité, de raider les déplacements et de contribuer dans la stabilité de l'ouvrage.
- ❖ La modélisation des structures dans un logiciel de calcul des structures, joue un rôle important afin que dimensionner les éléments en charpentes métalliques ou mixtes suivants les règles de calculs des structures **EC3** et **EC4**.
- ❖ Le ferrailage de tous les éléments d'une structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement en vigueur.

Cependant, l'étude d'un projet dans le domaine de génie civil, rend clair le défi réel des ingénieurs en génie civil ; ayant de contraintes physiques, architecturales et économiques à respecter afin d'acquérir les méthodes et rigueur. D'analyser les résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier.

---

## *Références bibliographiques :*

[1] : Michel Hermans « installation de HVAC de Bruxelles Environnement à tour et taxi » 2016.

[2] : Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent RNV99. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.

[3] : Arval by ArcelorMittal « panneau sandwich de couverture ».

[4] : ArcelorMittal Europe « Long Products Sections and Merchant Bars, slim floor ».

[5] : ERGON « Guide technique des hourdis alvéolé ».

[6] : Marrokt Lambert, présentation sur « domaine de l'application de l'Eurocode 4 » 2015.

[7] : PFE William HO-TSAÏ. 2011 « conception et calcul de structure charpente métallique et ossature en béton armé » INSA Strasbourg.

### ***1- Règlement :***

1- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.

2- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/ VERSION 2003. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.

3- Eurocode 4 « conception et dimensionnement des structures mixte ».

4- Eurocode 3 « calcul des structures en acier ».

### ***2- Livres :***

5- MANFRED.A HIRT et MICHEL CRISIHÉL « conception et dimensionnement des halls et bâtiments, volumes 10, 11 ». L'école polytechniques fédérale de Lausanne 2001.

6- RENAUDE FAVRE, JEAN-PAUL JACCOUD « dimensionnement des structures en béton armé, volume, 8 ». L'école polytechniques fédérale de Lausanne 1999.

7- MOREL, J. « Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3 ». Edition EYROLLES. Paris 2005.

8-DAHMANI LAHLOU « Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'EUROCODE 3 ». Publication universitaire.

---

### **3- Mémoires :**

9- Darghoum Ahmed et Hambli Ammar « Etude d'une construction en charpente métallique avec réhabilitation de RDC et protection de structure ». Université de Guelma. 2015.

10-Kada Mohamed Nassira et Belmokhtar Khadidja. « Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5 en béton armé ». Université de Tlemcen. 2014.

11- Belounis Radia. « Etude de performance des poteaux mixtes acier-béton armé sous différentes sollicitations ». Université Mentouri Constantine. 2008.