

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Université Abou Bakr Belkaid - Tlemcen**  
**Faculté de Technologie, Département de Génie Civil**



Mémoire d'obtention du  
diplôme de MASTER en Génie civil  
option construction métallique et mixte.

THEME :

**ETUDE D'UN BATIMENT R+12 AVEC OSSATURE  
METALLIQUE**

Présenté par :

**BEKKARA MANAL LAMIA**

**BENABDELLAH CHIFAA**

Devant le jury composé de :

Mr. ZADJAOUI A.

Président

Mr. BOUMECHRA.N.

Examineur

Mr. MAACHOU O.

Examineur

Mr. CHERIF Z.E.A

Encadreur

## Dédicace

*C'est d'abord grâce au bon Dieu que cet humble travail fut accompli.*

*Je tiens à le dédier :*

*A mes chers parents, pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué, pour tous leurs sacrifices afin de m'élever dignement dans les meilleurs conditions, et pour leur soutien tout au long de mes études. Tant de phrases aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance envers eux,*

*A ma petite sœur Yasmine la prunelle de mes yeux, pour tout ce qu'elle est pour moi.*

*A mes très chères tantes Khadidja et Fewzia pour leur appui, leurs encouragements et leurs prières.*

*A mes meilleurs amis, particulièrement Hadi, Rym et Hind, pour leur aide et leur présence, je ne peux que dire merci.*

*A toute ma famille avec tous mes sentiments de respect, et de reconnaissance.*

*A tous ceux qui me sont chers et proches, qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.*

*Bekkara Manal lamia*

## Dédicace

*Je dédie ce mémoire en signe de reconnaissance:*

*A l'âme de mon père disparu trop tôt. J'espère que du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part de sa fille qui prie à chaque instant pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'accueillir dans son vaste paradis!*

*A ma mère, mes frères Zakî et sefouane, ainsi que ma sœur rabab, mon beau-frère Omar, et ma grand-mère Hbiba*

*Que dieu les garde pour moi.*

*A mon cher oncle Fethallah pour son soutien, son aide si précieuse, ses conseils et ses encouragements.*

*A toute ma famille pour leurs encouragements, en témoignage de leur amour et de leur affection dont ils ont toujours fait preuve que dieu vous garde pour moi.*

*A tous mes amis, et tous mes collègues de la promotion 2018.*

*Benabdellah Chifaa*

## REMERCIEMENTS

*Nous remercions Dieu avant tout, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer nos loyaux remerciements à notre cher encadreur : Monsieur Cherif Z.E.A qui n'a pas épargné le moindre effort pour nous aider à mener à bien ce mémoire, nous orienter à tout moment et nous soutenir en toutes circonstances. Nous le remercions également pour ses précieux conseils, sa présence permanente et ses encouragements continus.*

*Nous tenons à exprimer notre gratitude à l'ingénieur Mr Ouahrani Chakib, qui a mis à notre disposition tous les documents nécessaires pour clôturer notre mémoire de fin d'étude. Nous le remercions aussi pour ses précieux conseils, pour le partage de son expérience et pour sa générosité.*

*Nous remercions Mr Zadjouai A. de nous avoir fait honneur de présider le jury de ce mémoire.*

*Nos profonds respects et remerciements à Mr Maachou O. et Mr Boutesta A. pour avoir prit la peine d'examiner ce manuscrit.*

*Par la même occasion, nous adressons nos remerciements à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation tout au long de notre cursus universitaires.*

*Aussi nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé.*

*Enfin, nos sincères remerciements à toute les personnes qui ont apporté de près ou de loin leurs aides et encouragements pour la réalisation de ce mémoire.*

*Bekkara Manel Lamia et Benabdellah Chifaa.*

## Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage résidentiel et commercial en charpente métallique dans la wilaya de Tlemcen. Le bâtiment est d'une forme régulière. Son étude est élaborée en plusieurs étapes. Après une introduction en premier chapitre, l'évaluation des charges et surcharges ainsi que l'étude climatique (vent et neige) selon le RNV99 version 2013, sont traitées en chapitre 2. Le chapitre 3, concerne le pré dimensionnement des éléments structuraux. Le calcul du plancher mixte collaborant selon l'EUROCODE4 a fait l'objet du chapitre 4. Par la suite, l'étude dynamique selon le RPA99 version 2003, puis le dimensionnement des différents éléments (structuraux et secondaires) selon le « CCM97» ont été développés dans les chapitres 5 et 6 respectivement. Selon l'EUROCODE 3, les différents assemblages de tous ces éléments de notre structure sont calculés en chapitre 7. Enfin, notre projet doit reposer sur des fondations qui ont fait l'objet de l'étude de l'infrastructure selon le règlement BAEL91. Notre travail a été clôturé par une conclusion générale.

## Abstract

This project consists in studying the structure of a residential and commercial steel frame building in the wilaya of Tlemcen. The building is in a regular form. His study is elaborated in several stages. After an introduction in the first chapter, the assessment of costs and surcharges on the assessment of the climate (wind and snow) are treated in chapter 2, according to the RNV99 2013 version, the Chapter 3, concerns the pre-dimensioning of the structural elements. The calculation of the composite mixed floor according to the EUROCODE4 was the subject of Chapter 4. Subsequently, the dynamic study according to the RPA99 version 2003, then the sizing of the various elements (structural and secondary) according to the "CCM97" was developed in Chapters 5 and 6 respectively. According to EUROCODE 3, the different assemblages of all these elements of our structure are calculated in chapter 7. Finally, our project must be based on the foundations that were the subject of the study of the infrastructure according to the BAEL91 regulations. Our work was closed with a general conclusion.

## ملخص

ألف هذا المشروع من دراسة هيكل مبنى سكني وتجاري من الصلب في ولاية تلمسان. المبنى في شكل منتظم. تم إعداد دراسته على عدة مراحل. بعد مقدمة في الفصل الأول، تمت معالجة تقييم التكاليف والرسوم الإضافية على تقييم المناخ (الرياح والثلوج) في الفصل 2. الفصل 3، يتعلق بالأبعاد المسبقة للعناصر الهيكلية وفقاً لإصدار RNV99 2013. حساب الأرضية المختلطة المركبة وفقاً لـ EUROCODE4 كان موضوع الفصل 4. في وقت لاحق، الدراسة الديناميكية وفقاً لـ RPA99 نسخة 2003، ثم كان التحجيم للعناصر المختلفة (الهيكلية والثانوية) وفقاً لـ "CCM97" والتي وضعت في الفصول 5 و 6 على التوالي. وفقاً لـ EUROCODE 3، يتم حساب التجميعات المختلفة لكل هذه العناصر في هيكلنا في الفصل 7. وأخيراً، يجب أن يستند مشروعنا على الأسس التي كانت موضوع دراسة البنية التحتية وفقاً للوائح BAEL91. تم اختتام عملنا مع استنتاج عام.

# TABLE DE MATIERE

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : Présentation du projet.....</b>	<b>2</b>
I.1. INTRODUCTION.....	3
I.2. PRESENTATION DU PROJET.....	3
I.2.1 Localisation du site d'implantation.....	3
I.2.2. Les caractéristiques géométriques.....	4
I.3.RÈGLEMENTS UTILISÉS.....	5
I.4.LOGICIELS UTILISÉS.....	5
I.5.MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	5
I.5.1.Acier de construction.....	5
I.5.2.Béton.....	5
I.5.3.Ferraillage.....	6
<b>CHAPITRE II : Evaluation des charges .....</b>	<b>7</b>
II.1. INTRODUCTION.....	8
II.2. CHARGES PERMANENTES.....	8
II.2.1. Les planchers.....	8
II.2.2. Les cloisons.....	8
II.2.3.Les escaliers.....	9
II.2.4. L'acrotère.....	9
II.3.CHARGES D'EXPLOITATION.....	10
II.4.CHARGES CLIMATIQUES.....	10
I.4.1. Charge de neige.....	10
II.4.2. Charge du vent.....	11
II.5. CONCLUSION.....	28
<b>CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments structuraux.....</b>	<b>29</b>
III.1. INTRODUCTION.....	30
III.2. PRE DIMENSIONNEMENT.....	30
III.2.1. Les solives.....	30
III.2.2. Les poutres principales.....	34
III.2.3. Les poteaux.....	37
<b>CHAPITRE IV : Etude plancher mixte.....</b>	<b>42</b>
IV.1. INTRODUCTION.....	43
IV.2. CALCUL PLANCHER MIXTE.....	43
IV.2.1. Phase de construction.....	43
IV.2.2. Phase final.....	46
IV.3.CALCUL DE L'ACROTÈRE.....	58
IV.3.1 Introduction.....	58
IV.3.2 Calcul au séisme.....	59
IV.3.3 Sollicitations agissant sur l'acrotère.....	59
IV.3.4.Ferraillage de l'acrotère.....	60
<b>CHAPITRE V : Etude sismique.....</b>	<b>62</b>
V.1. INTRODUCTION.....	63
V.2. METHODES UTILISABLES.....	63
V.3. CRITERES DE CLASSIFICATION.....	63
V.4. MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	63
V.5. ANALYSE MODALE SPECTRALE.....	65
V.6. VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE.....	66

V.7. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE A LA BASE.....	67
V.8. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS.....	68
V.9. CONCLUSION.....	70
<b>CHAPITRE VI : dimensionnement des éléments structuraux et secondaires.....</b>	<b>71</b>
VI.1. INTRODUCTION.....	72
VI.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	72
VI.2.1. Poutre principale de rive terrasse.....	72
VI.2.2. Poutre intermédiaire pour terrasse.....	73
VI.2.3. Poutre principale de rive d'étage courant.....	75
VI.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant.....	76
VI.2.5. Poutre principale en console pour terrasse.....	78
VI.2.6. Poutre principale en console d'étage courant.....	79
VI.2.7. Poutres secondaires.....	80
VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	82
VI.4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS.....	82
VI.4.1. Contreventement en X.....	86
VI.4.2. Contreventement en V.....	87
VI.5. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS.....	89
VI.5.1. Le nombre de marches (m).....	89
VI.5.2. Longueur de la volée (Lv).....	90
VI.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs.....	90
<b>CHAPITRE VII : Etude des assemblages.....</b>	<b>95</b>
VII.1. INTRODUCTION.....	96
VII.2. MODE D'ASSEMBLAGES.....	96
VII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES.....	96
VII.3.1. Assemblage poteau - poutre (HEB360 - IPE 300).....	96
VII.3.2. Assemblage poteau - poutre secondaire (IPE 270 - IPE 270).....	100
VII.3.3. Assemblage poutre- solive (IPE 330 - IPE 140).....	106
<b>CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>108</b>
VIII.1. INTRODUCTION.....	109
VIII.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION.....	109
VIII.3. LE RAPPORT GEOTECHNIQUE.....	109
VIII.3.1. investigation In-situ.....	109
VIII.3.2. Aperçu géologique du site.....	109
VIII.3.3. caractéristique géotechnique.....	109
VIII.3.4. Recommandations.....	109
VIII.4. PIED DE POTEAU.....	110
VIII.4.1. Efforts sollicitants.....	110
VIII.4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise.....	110
VIII.4.3. Disposition constructive.....	112
VIII.4.4. Vérification de la résistance de pied de poteau.....	113
VIII.5. CALCUL DES FONDATIONS.....	120
VIII.5.1. Radier général.....	120
VIII.5.2. Voile périphérique.....	135
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>142</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>143</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>147</b>

ANNEXE A : Rapport géotechnique.....	148
ANNEXE B : Plans architecturaux.....	155
ANNEXE C : Modélisation (SAP 2000).....	159
ANNEXE D : Etude du plancher mixte.....	163
ANNEXE E : Etude des assemblages.....	164

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Généralité sur la conception de l'ouvrage

Figure I.1. Modélisation du bâtiment.....	3
Figure I.2. Localisation du site du projet.....	4
Figure I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	5

## Chapitre II : Evaluation des charges

Figure II.1. Les cloisons.....	9
Figure II.2. Schéma de l'acrotère.....	9
Figure II.3. Vent sur les quatre côtés de la structure.....	11
Figure II.4. Hauteur de référence.....	13
Figure II.5. Model simplifié de la structure.....	16
Figure II.6. Répartition de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1,V3).....	17
Figure II.7. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	18
Figure II.8. Hauteur de la structure avec l'acrotère.....	18
Figure II.9. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3).....	20
Figure II.10. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2,V4).....	20
Figure II.11. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	21
Figure II.12. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).....	21
Figure II.13. Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'.....	23
Figure II.14. Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I.....	24
Figure II.15. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C.....	26
Figure II.16. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.....	27

## Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure III.1. Représentation des entraxes de longueur des solives.....	30
Figure III.2. Représentation de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.....	38
Figure III.3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.....	39

## Chapitre IV : Etude Plancher Mixte.....

Figure IV.1. Plancher mixte acier-béton.....	43
Figure IV.2. Dimensions de la tôle nervurée.....	43
Figure IV.3. Caractéristiques géométriques.....	44
Figure IV.4. Diagramme de MAQUART des moments fléchissant de la tôle profilée.....	45
Figure IV.5. Flèches de la tôle profilée.....	46
Figure IV.6. Largeur efficace de la dalle.....	47
Figure IV.7. Goujons à tête soudée avec le profilé.....	50
Figure IV.8. dimensions du connecteur.....	51
Figure IV.9. Dimension de la tôle profilée et du connecteur.....	52
Figure IV.10. Espacement entre connecteurs.....	52
Figure IV.11: Figure statique de l'acrotère.....	58
Figure IV.12 : Charges sur l'acrotère.....	59
Figure IV.13 : Disposition des armatures dans l'acrotère.....	61

## Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.....	64
Figure V.2.Spectre de réponse suivant X.....	65
Figure V.3.Spectre de réponse suivant Y.....	66
Figure V.4. Les deux premiers modes de vibration lors du séisme.....	66

## Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Figure VI.1. Caractéristiques d'un escalier.....	89
Figure VI.2. Descente des charges sur l'escalier.....	92
Figure VI.3. Charge équivalente.....	93
<b>Chapitre VII. Etude des assemblages</b>	
Figure VII.1. Assemblage poteau-poutre.....	96
Figure VII.2. Assemblage poteau-poutre.....	100
Figure VII.3. Assemblage poutre-platine.....	101
Figure VII.4. Symboles pour les entraxes des fixations.....	102
Figure VII.5. Assemblage poutre-solive.....	106
<b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure</b>	
Figure VIII.1. Assemblage pied de poteau encasté.....	110
Figure VIII.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et a projection courte (b).....	111
Figure VIII.3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.....	114
Figure VIII.4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.....	116
Figure VIII.5. Distribution de contrainte sur le radier.....	125
Figure VIII.6. Schéma statique du ferrailage du radier.....	134
Figure VIII.7. Figure statique du voile périphérique.....	135

# LISTE DES TABLEAUX

## **Chapitre II : Evaluation des charges**

Tableau II.1. Calcul de coefficient dynamique.....	12
Tableau II.2. Valeurs des hauteurs de références dans le sens V1, V3.....	13
Tableau II.3. Valeurs des hauteurs de références dans le sens V2, V4.....	14
Tableau II.4. Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.....	14
Tableau II.5. Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.....	14
Tableau II.6. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3.....	15
Tableau II.7. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2, V4.....	15
Tableau II.8. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3.....	15
Tableau II.9. Valeurs du coefficient d'exposition sur V2, V4.....	15
Tableau II.10. Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3.....	15
Tableau II.11. Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4.....	16
Tableau II.12. Valeurs de $C_{pe.10}$ selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	17
Tableau II.13. Valeurs de $C_{pe.10}$ selon les zones de la toiture (direction V2, V4).....	19
Tableau II.14. Valeurs de $C_{pe.10}$ selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	20
Tableau II.15. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3)..	21
Tableau II.16. Valeurs de $q_j$ selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	22
Tableau II.17. Valeurs de $q_j$ selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	22
Tableau II.18. Valeurs de $q_j$ selon les zones de la toiture (direction V1, V3).....	23
Tableau II.19. Valeurs de $q_j$ selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	24
Tableau II.20. Valeurs de $q_j$ selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	25
Tableau II.21. Valeurs de $q_j$ selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	25
Tableau II.22. Valeurs de $q_j$ selon les zones de la toiture (direction V2, V4).....	26

## **Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments structuraux**

Tableau III.1. Vérification de la flèche des solives.....	33
Tableau III.2. Vérification des sollicitations sur les solives.....	33
Tableau III.3. Caractéristique des profilés des solives.....	34
Tableau III.4. Vérification de la flèche des poutres.....	36
Tableau III.5. Vérification des sollicitations sur les poutres.....	37
Tableau III.6. Caractéristique des profilés des les poutres.....	37
Tableau III.7. Charges reprisent par les poteaux.....	39
Tableau III.8. Sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.....	41
Tableau III.9. Caractéristique des profilés des poteaux.....	41

## **Chapitre V : Etude Sismique**

Tableau V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.....	65
Tableau V.2. Comparaison de $V_{dyn}$ t avec 80% V.....	68
Tableau V.3. Déplacements résultants suivant X.....	69
Tableau V.4. Déplacements résultants suivant Y.....	69

## **Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires**

Tableau VI.1. . Résultat des calculs sur les poteaux.....	86
---	----

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

Tableau VIII.1. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.....	115
--	-----

# LISTE DES NOTATIONS

## Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

N : Surcharge climatique de la neige.

V : Surcharge climatique du vent.

## Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

$t_w$  : Epaisseur de l'âme de profile.

$t_f$  : Epaisseur de la semelle de profile.

## Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce.

$A_w$  : Section de l'âme.

$A_v$  : Aire de cisaillement.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_r$  : Coefficient de rugosité.

$C_e$  : Coefficient d'exposition.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

D : Déplacement de l'isolateur FPS

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

$K_0$  : Coefficient de flambement.

$K_t$  : Facteur de terrain.

$K_p$  : La rigidité post-élastique de l'isolateur FPS

$K_e$  : La rigidité élastique de l'isolateur FPS

$K_v$  : La rigidité verticale de l'isolateur FPS

$K_{eff}$  : La rigidité effective de l'isolateur FPS

M : Moment de flexion.

$M_{Sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.

$M_{Rd}$  : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

$M_{pl}$  : Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$  : Moment plastique résistant.

$M_{b,Rd}$  : Moment de la résistance au déversement.

$N_{pl,Rd}$  : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$  : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

$N_{Sd}$  : Effort normal sollicitant.

$N_{t,Sd}$  : Effort normale de traction.

$N_{c,Sd}$  : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre

$V_{Sd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{ref}$  : Vitesse de référence du vent.

$V_m$  : Vitesse moyenne du vent

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

$W$  : Poids de la structure.

### **Minuscules latines**

$f$  : La flèche.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$h$  : Hauteur d'une pièce.

$L$  : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

$L_f$  : Longueur de flambement.

$t$  : Épaisseur d'une pièce.

$Z$  : Hauteur au-dessus du sol.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

$n_{l,x}$  : Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

### **Minuscules grecques**

$\chi$  : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\beta$  : L'amortissement effective de l'isolateur FPS

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élanement.

$\lambda_{LT}$  : Élanement de déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

$\tau$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\sigma_a$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_b$  : Contrainte du béton.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

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

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige.

$\delta$  : Décrément logarithmique d'amortissement

### **Indices**

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

$f_r$  : Frottement.

m : Moyenne.

$ref$  : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

# INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation en master de Génie Civil à l'Université Abou-Bekr Belkaid de Tlemcen, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'étude P.F.E. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre technique et scientifique, et de regrouper l'ensemble des connaissances acquises tout au long de notre formation pour une l'étude d'un bâtiment R+12 avec ossature métallique situé dans la wilaya de Tlemcen.

L'acier comme matériau de construction se distingue par plusieurs avantages tel que la légèreté, la facilité et la rapidité de montage, et essentiellement un résistance sismique importante grâce à son comportement élastique avec une résistance et une rigidité élevées. L'ossature métallique peut supporter des contraintes très importantes jusqu'à sa limite d'élasticité. L'utilisation d'une ossature métallique pour la construction de bâtiments multi-étages est une solution idéale.

Notre travail comporte huit chapitres détaillés sur t'étude de cette structure qui sont:

- Premier chapitre : Généralités, dans le quel on présente le projet.
- Deuxième chapitre : Evaluation des charges (permanentes, d'exploitations, et climatiques).
- Troisième chapitre : Pré-dimensionnement.
- Quatrième chapitre : Etude du plancher mixte collaborant (acier-béton avec connecteurs).
- Cinquième chapitre : Etude sismique, puis choix des contreventements pour assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel SAP2000.
- Sixième chapitre : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires.
- Septième chapitre : Etude des différents assemblages, avec le logiciel AUTODESK ROBOT.
- Huitième chapitre : Etude de l'infrastructure (radier général).

# Chapitre I : Présentation du projet

## **Chapitre I : Présentation du projet**

## I.1.Introduction

Aujourd'hui, la construction métallique est très développée dans le domaine du bâtiment et travaux publics « B.T.P », ses avantages s'étendent de l'étude au montage sur chantier en passant par le calcul, le dessin et la fabrication.

L'acier est un matériau qui offre le privilège d'être léger favorisant une rapidité avérée dans le montage et une résistance qui permet de franchir de longues portées, contrairement au béton, l'acier offre une ductilité qui présente une performance face aux efforts sismiques.

Dans le souci d'optimisation, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement, des détails constructifs appropriés, et spécifier les procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

## I.2.Présentation du projet

Ce projet de fin d'études consiste à étudier la structure d'un bâtiment d'habitation (R+12) réalisé en béton armé, dont on va reprendre l'étude en charpente métallique.

Le projet est implanté dans la Wilaya de Tlemcen qui est classée comme zone de faible sismicité d'après les règles parasismiques algériennes [1].

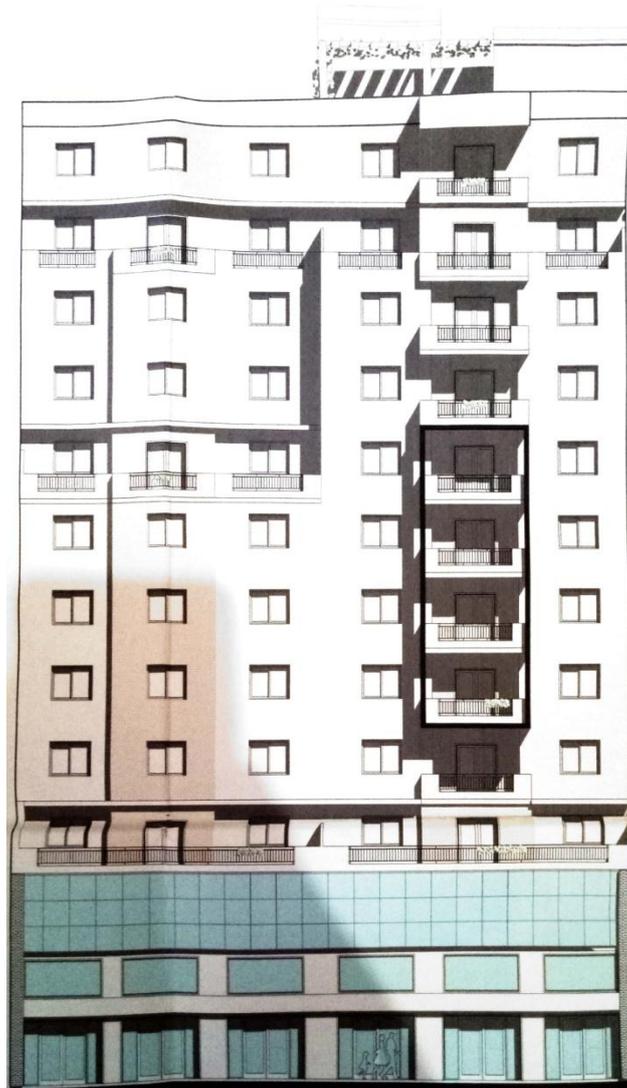


Figure I.1. Façade principale du bâtiment.

L'ouvrage est composé d'un :

- **Rez-de-chaussée**
- Locaux commerciaux.
- **Niveaux 1**
- Bureaux pour profession libérale.
- **11 étages dont chaque niveau est constitué de :**
  - 2 appartements.
- **Moyens de circulation :**
  - ascenseur.
  - Escaliers.

Les différents plans architecturaux sont dans l'ANNEXE F.

### I.2.1. Localisation du site d'implantation :

- Altitude : 800 m
- Zone de neige : Zone A.
- Zone du vent : Zone II.
- Zone sismique : Zone I (faible sismicité).
- Contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 1,4$  bars.

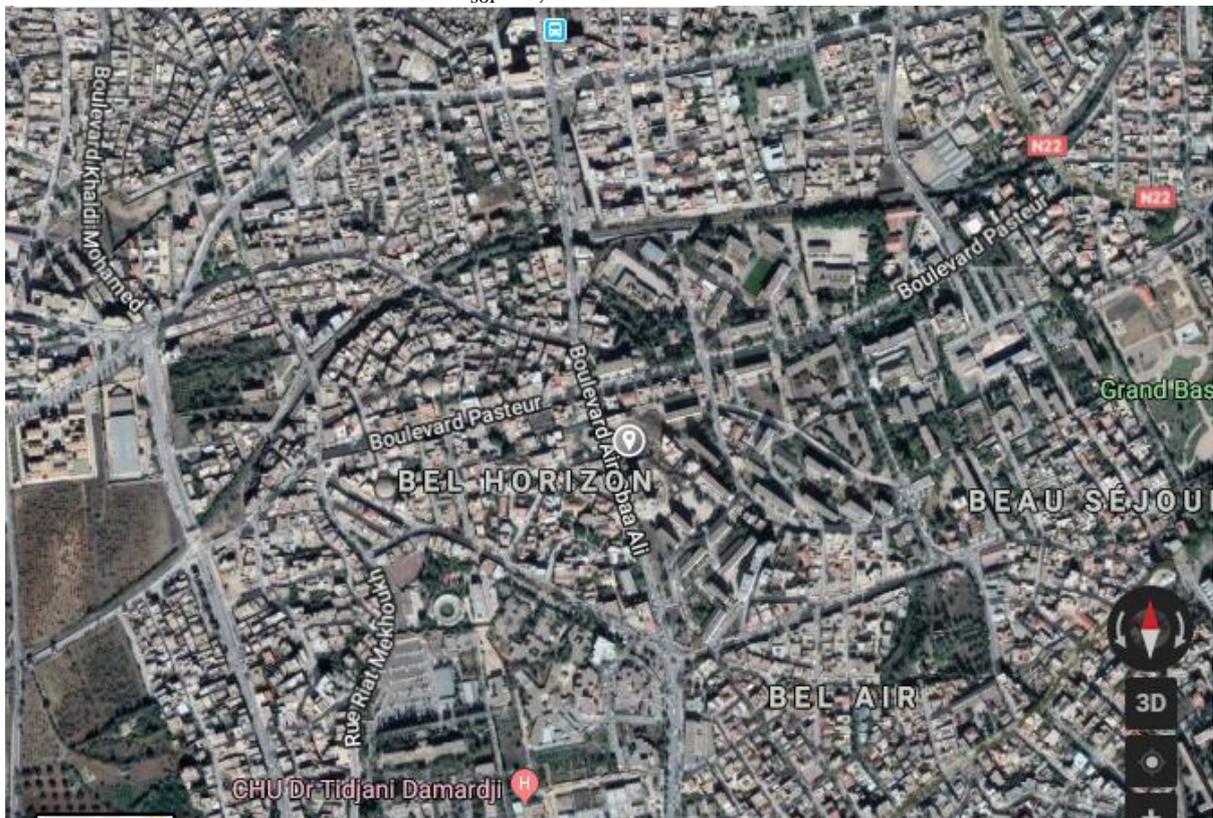


Figure I.2. Localisation du site du projet.

### I.2.2. Les caractéristiques géométriques :

Les dimensions du bâtiment sont :

- Longueur totale : 24,15 m
- Largeur totale : 18,20 m
- Hauteur totale: 38,86 m
- Hauteur d'étage courante : 3,06m.
- Surface totale : 440 m<sup>2</sup>
- Terrasse accessible.

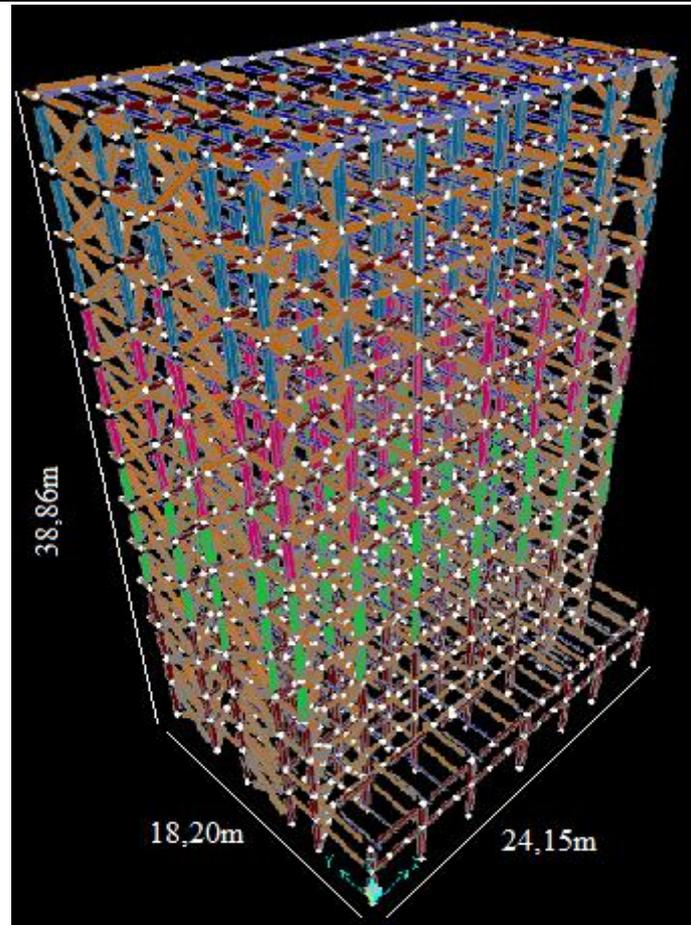


Figure I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

### I.3.Règlements utilisés :

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier.
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

### I.4.Logiciels utilisés

- AutoCad 2010.
- AUTODESK ROBOT 2014.
- SAP2000.

### I.5.Matériaux de construction

#### I.5.1.Acier de construction

- Nuance d'acier : Fe360.
- La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.
- La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa.
- La masse volumique :  $\rho = 7850$  Kg/m<sup>3</sup>
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000$  MPa.
- Module d'élasticité transversale :  $G = 81000$  MPa.

#### I.5.2.Béton

- La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25$  MPa
- La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$  MPa
- Poids volumique :  $\rho = 2500$  Kg/ m<sup>3</sup>.

**I.5.3.Ferraillage**

- Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

- Etat limite de service :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 267 \text{ MPa.}$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

CHAPITRE II : Evaluation des charges  
**CHAPITRE II : Evaluation des charges**

## II.1.Introduction

Le chapitre présent traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs. Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée afin de déterminer ces différentes actions.

## II.2.Charges permanentes

Les charges permanentes « G » comprennent le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconques, et ainsi ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, gaines de ventilation, Conduits de fumée...

La valeur de telles charges se calcule d'après le volume des matériaux et leur densité la plus grande dans les conditions d'emploi.

### II.2.1.Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 8cm d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu TN40.

#### II.2.1.1.Plancher d'étage courant

- Dalle de compression en béton armé (ép = 8 cm) ..... 200 daN/m<sup>2</sup>
  - Revêtement plancher y compris mortier de pose ..... 120 daN/m<sup>2</sup>
  - Lit de sable (ép. = 2 cm) ..... 34 daN/ m<sup>2</sup>
  - Tôle d'acier nervuré TN40 (coffrage perdu) ..... 10 daN/m<sup>2</sup>
  - Faux plafond (ép. = 2 cm) ..... 20 daN/m<sup>2</sup>
  - Cloison de répartition (ép. = 10 cm) ..... 100 daN/m<sup>2</sup>
- $G_{\text{étage}} = 484 \text{ daN/m}^2$

#### II.2.1.2.Plancher de terrasse (accessible)

- Etanchéité multicouche (ép. = 2 cm) ..... 12 daN/m<sup>2</sup>
  - Isolation thermique (blocs de liège : ep = 4cm) ..... 16 daN/ m<sup>2</sup>
  - Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm) ..... 220 daN/m<sup>2</sup>
  - Lit de sable (ép. = 2 cm) ..... 34 daN/ m<sup>2</sup>
  - Dalle de compression (ép. = 8 cm) ..... 200 daN/m<sup>2</sup>
  - Tôle d'acier nervuré TN40 (coffrage perdu) ..... 10 daN/m<sup>2</sup>
  - Faux plafond (ép. = 2 cm) ..... 20 daN/m<sup>2</sup>
- $G_{\text{terrasse}} = 652 \text{ daN/m}^2$

### II.2.2.Les cloisons

- Cloison de répartition (ép. = 10 cm) ..... 100 daN/m<sup>2</sup>
- Cloison de façade en double parois (ép. = 10 cm) ..... 180 daN/m<sup>2</sup>

- Enduit en mortier ..... 18 daN/m<sup>2</sup>
- Enduit plâtre ..... 10 daN/m<sup>2</sup>



Figure II.1. Les cloisons.

**II.2.3. Les escaliers**

**a) –Volée**

- Tôle striée (épaisseur 5mm) ..... 45 daN/m<sup>2</sup>
  - Mortier de repos (épaisseur 2cm) ..... 36 daN/m<sup>2</sup>
  - Revêtement carrelage (épaisseur 2cm) ..... 40 daN/m<sup>2</sup>
- $G_{volée} = 121 \text{ daN/m}^2$

**b) Palier**

- TN40 ..... 10 daN/m<sup>2</sup>
  - Dalle en béton (épaisseur = 8cm) ..... 200 daN/m<sup>2</sup>
  - Mortier de repos (épaisseur = 2cm) ..... 36 daN/m<sup>2</sup>
  - Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm) ..... 40 daN/m<sup>2</sup>
- $G_{palier} = 286 \text{ daN/m}^2$

**II.2.4. L'acrotère**

Surface =  $(0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$

- Le poids propre de l'acrotère  $(0.069 \times 2500)$  ..... 172.5 daN/ml

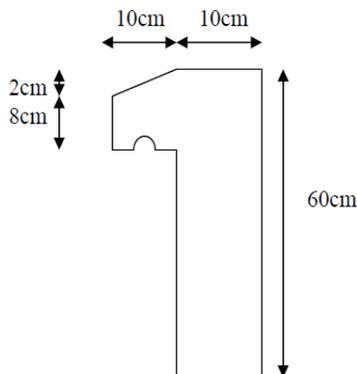


Figure II.2. Schéma de l'acrotère.

## II.3.Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation « Q » sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes occupant les locaux [2].

Les charges d'entretien correspondent aux matériels et matériaux qui peuvent être placés sur les ouvrages lors des travaux de réfection et de transformation.

- Plancher terrasse accessible ..... 150 daN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant ..... 150 daN/m<sup>2</sup>
- Escalier ..... 250 daN/m<sup>2</sup>
- Balcon .....350 daN/m<sup>2</sup>

## II.4.Charges climatiques

Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent [2]

### II.4.1. Neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_k \quad [\text{KN/m}^2] \quad [2]$$

- $S_k$  est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4[2], en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 [2].

Le règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres [2].

#### II.4.1.1.Charge de neige au sol ( $S_k$ )

Ce bâtiment situé à la wilaya de Tlemcen c'est-à-dire en zone de neige A et une altitude d'environ de 800 m.

$$S_k = \frac{0,07H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 800 + 15}{100} = 0,7100 \text{ KN/m}^2$$

#### II.4 .1.2.Coefficient d'ajustement ( $\mu$ )

Pour ce bâtiment l'inclinaison de la toiture est nulle  $\alpha = 0^\circ \rightarrow$  d'après le tableau 6.1.

On a :  $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8$ . [2]

#### II.4.1.3.Charge de neige (S)

$$S = \mu S_k$$

$$S = 0,8 \times 0,7100 = 0,568 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 56,8 \text{ daN/m}^2 \approx 57 \text{ daN/m}^2$$

## II.4.2. Vent

Le présent chapitre fournît les procédures et principes généraux et le calcul pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des bâtiments et constructions y compris leurs composants et éléments de façade [3].

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

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

### II.4.2.1. Données relatives au site

L'emplacement du bâtiment se situe dans la wilaya de Tlemcen :

- ❖ Zone de vent : II →  $q_{ref} = 43.5 \text{ daN/m}^2$
- ❖ Catégorie du terrain : urbain IV →  $K_T = 0.234$  ;  
→  $Z_0 = 1 \text{ m}$  ;  
→  $Z_{min} = 10 \text{ m}$  ;  
→  $\epsilon = 0.67$
- ❖ Nature du site : pente

$$\phi \geq 0,05$$

### II.4.2.2. Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent est calculée par la formule suivante [2] :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- $C_d$  : le coefficient dynamique.
- $q_{dyn}$  : la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $z_j$ .
- $C_{pe}$  : le coefficient pression extérieure.
- $C_{pi}$  : le coefficient de pression intérieure.

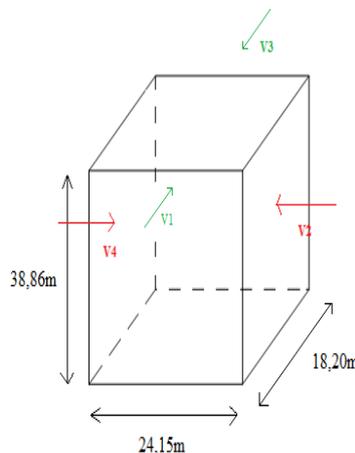


Figure II.3. Vent sur les quatre côtés de la structure

**II.4.2.2.1. Coefficient dynamique (C<sub>d</sub>)**

Le bâtiment est à ossature métallique comportant des murs, et sa hauteur h=38,86 m est inférieure à 100 m et inférieure à 4 fois la dimension du bâtiment donc C<sub>d</sub>=1.

Paramètre	Formule analytique	Référence	Résultat après calcul (V1, V3) b=24,15	Résultat après calcul (V2, V4) b=18,20 m
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon$	[4]	71,090 m	71,090m
$Q^2$	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(z_{eq})}\right)^{0.63}}$	[5]	0,545	0,561
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{46}{h}$	[6]	1,18 Hz	1,18 Hz
$\delta$	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	[7]	0.08	0.08
$V_m(z_{eq})$	$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{réf}$	[8]	19,926 m/s 19,737	19,926 m/s 19,937
$N_x$	$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	[9]	4,209 4,250	4,209 4,250
$R_N$	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	[10]	0,0520	0,0520
$\eta$	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$	[11]	10,686	10,686
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})}$	[12]	6,641	6,641
$R_h$	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	[13]	0,089	0,089
$R_b$	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	[14]	0,139	0,179
$R^2$	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	[15]	0,039	0,051
$v$	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$	[16]	0,304	0,340

$G$	$G = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	[17]	3,412	3,445
$I_v(z_{eq})$	$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t(z_{eq}) \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)}$ pour $z > z_{min}$	[18]	0,317	0,317
$C_d$	$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$	[19]	0,824	0,841

Tableau II.1. Calcul de coefficient dynamique.

**II.4.2.2.2. Calcul de la pression dynamique ( $q_{dyn}$ )**

La pression dynamique  $q_{dyn}$  à la hauteur de référence  $z_e$  est donnée par :

$$q_{dyn}(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- $q_{réf}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition au vent.

**a. Hauteur de référence  $Z_e$  [2]**

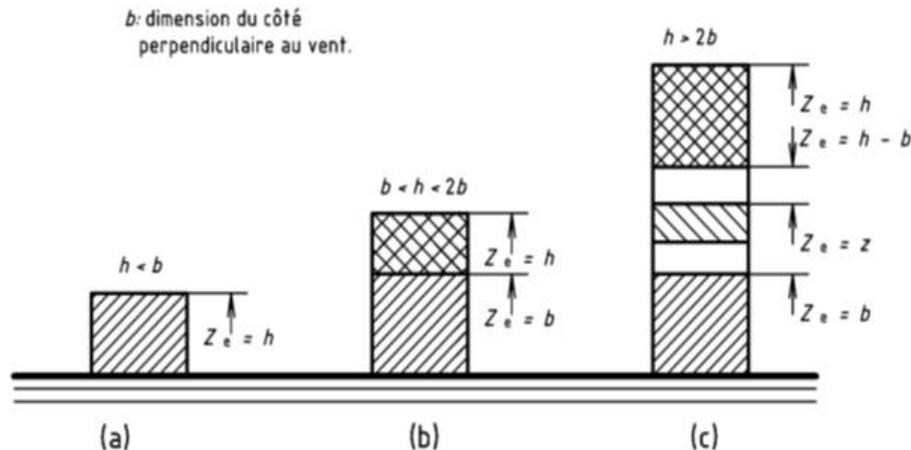


Figure II.4. Hauteur de référence.

-1<sup>er</sup> cas : Dans la direction  $V_1$  et  $V_3$  du vent ( $b=24,15\text{m}$ )  $\rightarrow h=36,86\text{ m} < 2.b = 48,30\text{ m} \rightarrow$

Cas b.

Tronçon (b):	Hauteur de référence $Z_e$ :
De 0m à 24,15m	24,15 m
De 24,15m à 36,86m	36,86 m

Tableau II.2. Valeurs des hauteurs de références dans le sens  $V_1, V_3$

-2<sup>ème</sup> cas : Dans la direction V<sub>2</sub> et V<sub>4</sub> du vent (b=18,20m) → h=36,86 m > 2.b=36,4 m →

Cas c.

Tronçon (b):	Hauteur de référence Ze :
De 0m à 18,20m	18,20 m
De 18,20m à 20,60m	20,60 m
De 20,60m à 36,86m	36,86m

Tableau II.3. Valeurs des hauteurs de références dans le sens V2, V4

**b. Coefficient de rugosité (C<sub>r</sub>)**

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

Sachant que :

$$\begin{cases} z_0 = 1\text{m.} \\ z_{min} = 10\text{m.} \\ K_T = 0,232 \end{cases}$$

Les valeurs obtenues sont résumées dans les deux tableaux ci-dessous:

❖ Sens V<sub>1</sub> et V<sub>3</sub> :

Tronçon (b):	Coefficient de rugosité C <sub>t</sub> :
De 0m à 24,15m	0,7385
De 24,15m à 36,86m	0,8368

Tableau II.4. Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3

❖ Sens V<sub>2</sub> et V<sub>4</sub> :

Tronçon (b):	Coefficient de rugosité C <sub>t</sub> :
De 0m à 18,20m	0,6731
De 18,20m à 20,60m	0,7018
De 20,60m à 36,86m	0,8368

Tableau II.5. Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.

**c. Intensité de turbulence (I<sub>v</sub>)**

$$I_v(z_e) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z_e) \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e > z_{min} \\ \frac{1}{C_t(z_e) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e \leq z_{min} \end{cases}$$

Sachant que :  $\left\{ \begin{array}{l} z_0 = 1\text{m.} \\ z_{min} = 10\text{m.} \\ z_e: \text{Tableau} \end{array} \right.$

Les valeurs obtenues sont résumées dans les deux tableaux ci-dessous:

❖ Sens  $V_1$  et  $V_3$  :

Tronçon (b):	Intensité de turbulence $I_v$ :
De 0m à 24,15m	0,314
De 24,15m à 36,86m	0,273

Tableau II.6. Valeurs de l'intensité de turbulence sur  $V_1, V_3$ .

❖ Sens  $V_2$  et  $V_4$  :

Tronçon (b):	Intensité de turbulence $I_v$ :
De 0m à 18,20m	0,344
De 18,20m à 20,60m	0,330
De 20,60m à 36,86m	0,273

Tableau II.7. Valeurs de l'intensité de turbulence sur  $V_2, V_4$ .

#### d. Coefficient d'exposition ( $C_e$ )

$$C_{e(z_e)} = C_t^2(z_e) \times C_r^2(z_e) \times [1 + 7 \times I_v(z_e)]$$

❖ Sens  $V_1$  et  $V_3$  :

Tronçon (b):	Coefficient d'exposition $C_e$ :
De 0m à 24,15m	1,744
De 24,15m à 36,86m	2,038

Tableau II.8. Valeurs du coefficient d'exposition sur  $V_1, V_3$

❖ Sens  $V_2$  et  $V_4$  :

Tronçon (b):	Coefficient d'exposition $C_e$ :
De 0m à 18,20m	1,544
De 18,20m à 20,60m	1,630
De 20,60m à 36,86m	2,038

Tableau II.9. Valeurs du coefficient d'exposition sur  $V_2, V_4$ .

#### e. Valeur de la pression dynamique ( $q_{dyn}$ )

❖ Sens  $V_1$  et  $V_3$  :

Tronçon (b):	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> ) :
De 0m à 24,15m	75,864
De 24,15m à 36,86m	88,653

Tableau II.10. Valeurs de la pression dynamique sur  $V_1, V_3$ .

❖ Sens  $V_2$  et  $V_4$  :

Tronçon (b):	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> ) :
De 0m à 18,20m	67,164
De 18,20m à 20,60m	70,905
De 20,60m à 36,86m	88,653

Tableau II.11. Valeurs de la pression dynamique sur  $V_2$ ,  $V_4$ .

### 4.2.2.3. Coefficient de pression extérieure ( $C_{pe}$ )

Le coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  dépend des dimensions de la surface chargée et de la forme géométrique de la base de la structure.

Avec :

- b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- d : la dimension parallèle à la direction du vent.

Sachant que  $S$  est la surface chargée de la paroi considérée, le coefficient  $C_{pe}$  se détermine selon les conditions suivantes :

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

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

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

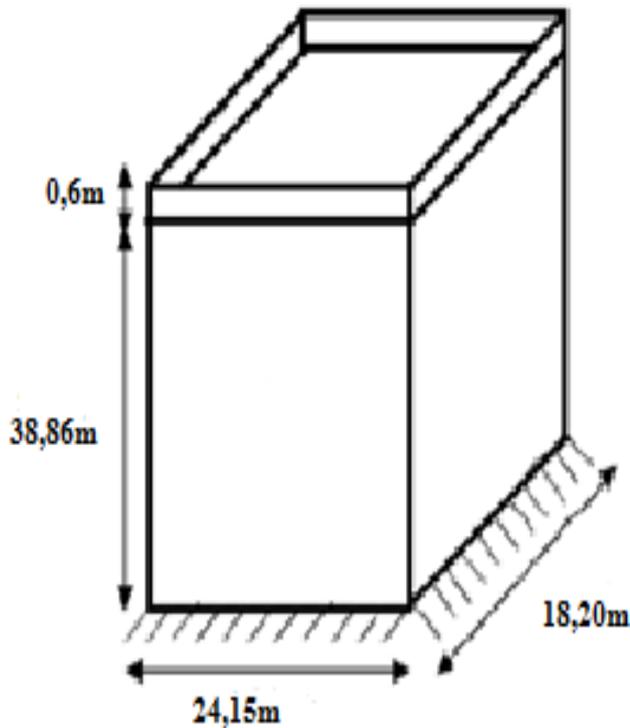


Figure II.5. Model simplifié de la structure.

❖ Sens  $V_1$  et  $V_3$  :

• Parois verticales :

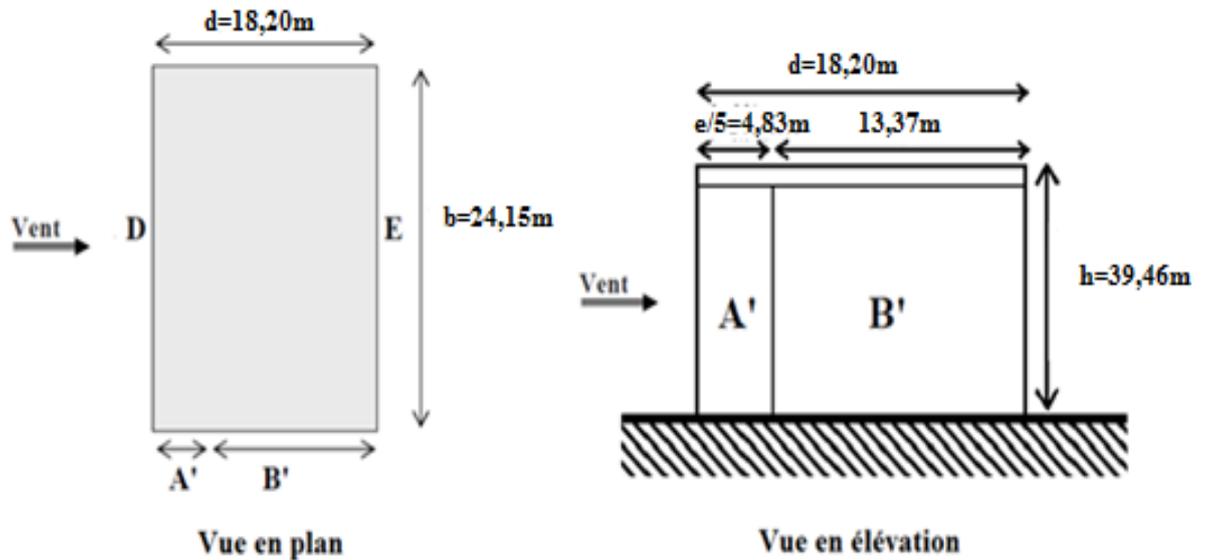


Figure II.6. Répartition de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction  $V_1$ ,  $V_3$ )

- $\begin{cases} b = 24,15 \text{ m} \\ d = 18,20 \text{ m} \\ h = 39,46 \text{ m} \end{cases}$  avec acrotère
- $e = \min [b, 2h] \equiv e = \min [24,15 \text{ m} ; 78,92 \text{ m}] = 24,15 \text{ m}$
- $d < e$ .

Donc :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau II.12. Valeurs de  $C_{pe.10}$  selon les zones de la paroi verticale (direction  $V_1$ ,  $V_3$ ).

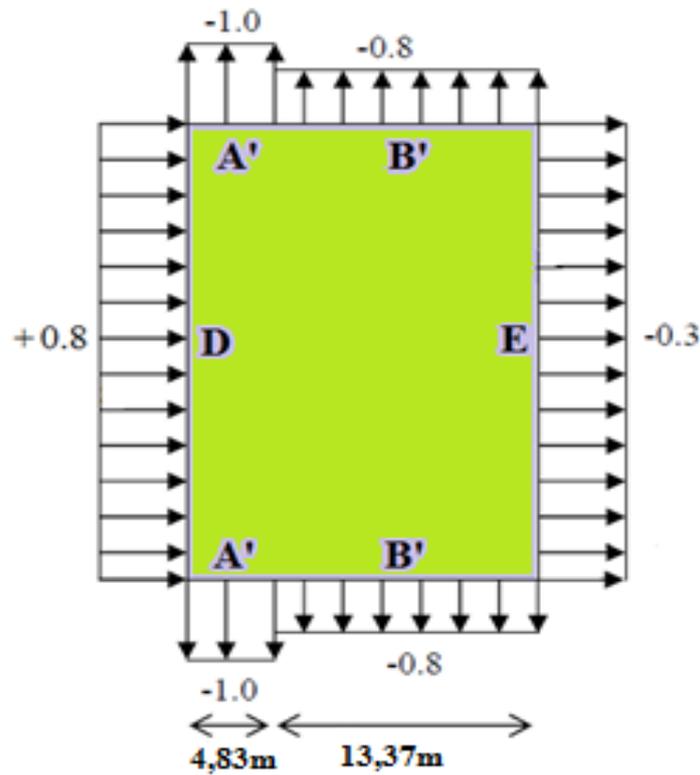


Figure II.7. Valeurs de  $C_{pe,10}$  sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

- **Toiture**

La pente de la toiture de ce bâtiment est inférieure à  $5^\circ$ , dans ce cas là la toiture est considérée comme plate.

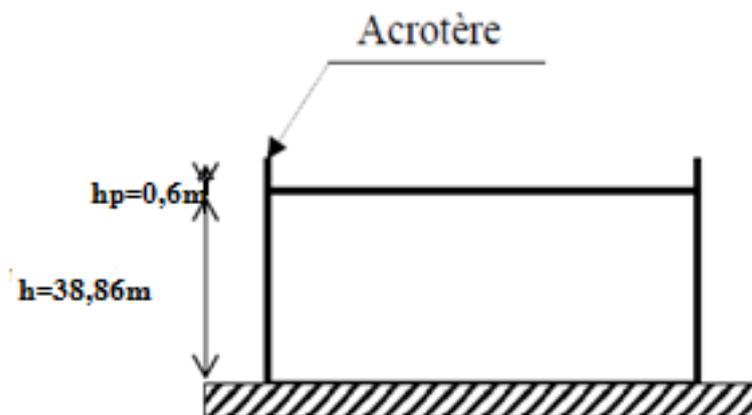


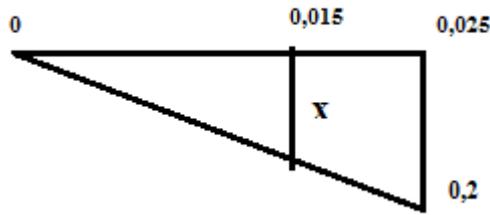
Figure II.8. Hauteur de la structure avec l'acrotère.

$$\frac{hp}{h} = \frac{0,6}{38,86} = 0,015$$

-hp=0,6m : hauteur de l'acrotère.

On calcul  $C_{pe}$  par interpolation linéaire :

→ [F] :



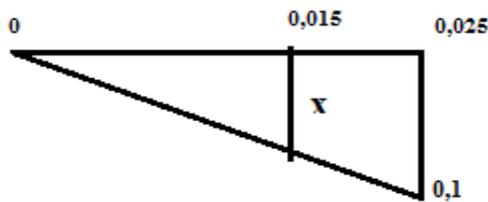
$$-1,8 - (-1,6) = 0,2$$

$$\frac{x}{0,2} = \frac{0,015}{0,025} = 0,6 \rightarrow x = 0,6 \times 0,2 = 0,12$$

$$[F] = 1,6 + 0,12 = 1,72$$

[F] = -1,72

→ [G] :



$$1,2 - (-1,1) = 0,1$$

$$\frac{x}{0,1} = \frac{0,015}{0,025} = 0,6 \rightarrow x = 0,6 \times 0,1 = 0,06$$

$$[G] = 1,6 + 0,06 = 1,26$$

[G] = 1,26

→ [H] :

$$-0,7 - (-0,7) = 0 \quad \text{: Pas d'interpolation}$$

[H] = - 0,70

→ [I] :

[I] = ± 0,20

Les valeurs obtenues sont résumées dans le tableau ci-dessous :

[F]	[G]	[H]	[I]
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,70	-1,26	-0,70	± 0,20

Tableau II.13. Valeurs de  $C_{pe.10}$  selon les zones de la toiture (direction V2, V4).

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [24,15\text{m} ; 78,92\text{m}] \Rightarrow e = 24,15 \text{ m}$$

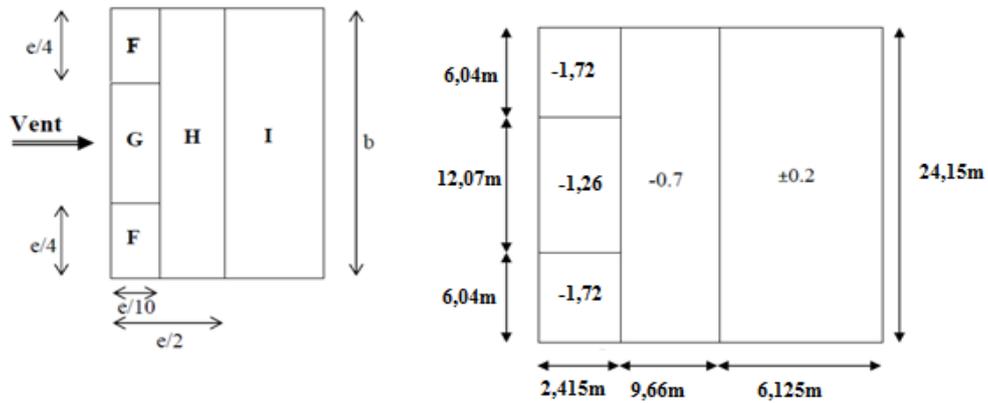


Figure II.9. Valeurs de  $C_{pe.10}$  sur les zones de la toiture (direction V1, V3).

❖ Sens  $V_2, V_4$  :

• Parois verticales

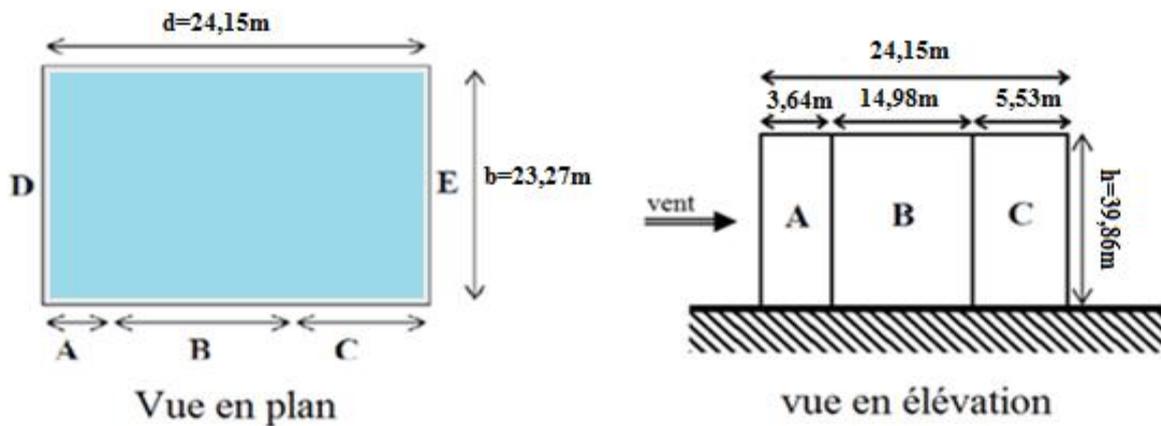


Figure II.10. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction  $V_2, V_4$ ).

$$\begin{cases} b = 18,20 \text{ m} \\ d = 24,15 \text{ m} \\ h = 39,46 \text{ m} \end{cases} \quad \text{avec acrotère}$$

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [18,20\text{m} ; 78,92\text{m}] \Rightarrow e = 18,20\text{m}$$

$$d=24,15\text{m} > e = 18,20\text{m}$$

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

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.14. Valeurs de  $C_{pe.10}$  suivant les zones de la paroi verticale (direction  $V_2, V_4$ ).

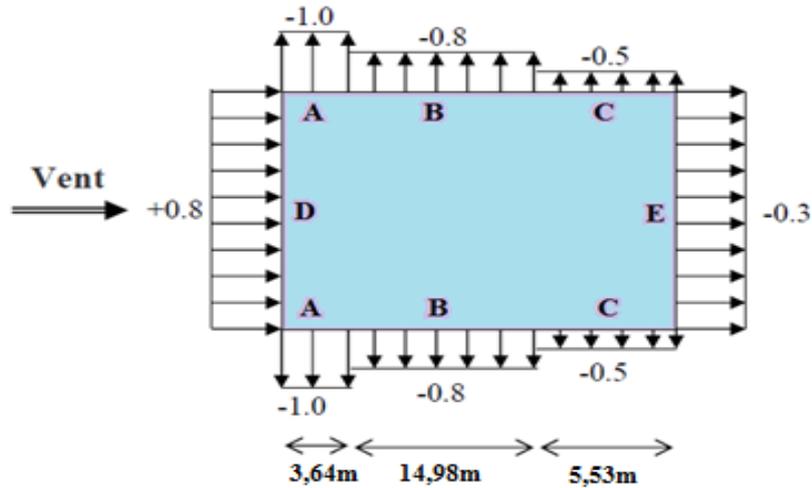


Figure II.11. Valeurs de  $C_{pe,10}$  sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

• Toiture

La pente de la toiture de ce bâtiment est inférieure à  $5^\circ$ , dans ce cas là la toiture est considérée comme plate.

$$\frac{hp}{h} = \frac{0,6}{38,86} = 0,015$$

$-hp=0,6m$  : hauteur de l'acrotère.

On calcul  $C_{pe}$  par interpolation linéaire  $C_{pe}=C_{pe,10}$  (RNV99, version 2003 :

[F]	[G]	[H]	[I]
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,70	-1,26	-0,70	$\pm 0,20$

Tableau II.15. Valeurs de  $C_{pe,10}$  selon les zones de la toiture (direction V2, V4).

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [18,20m ; 78,92m] \Rightarrow e = 18,20m$$

$$d=24,15m$$

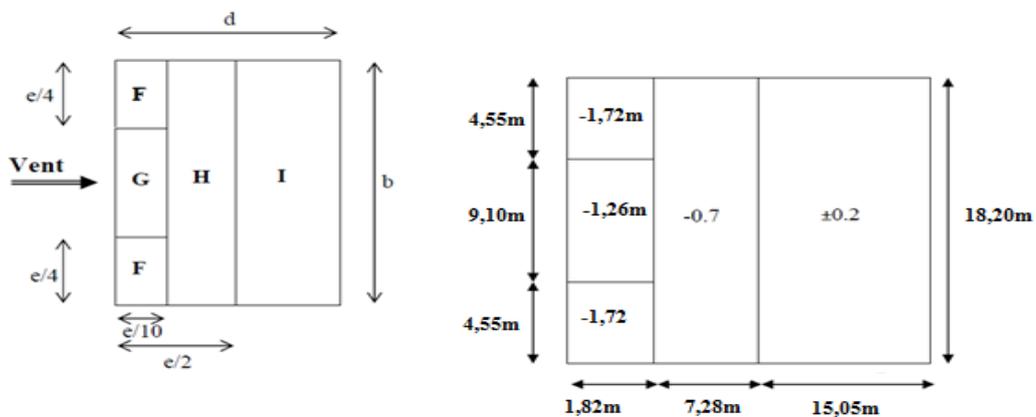


Figure II.12. Valeurs de  $C_{pe,10}$  sur les zones de la toiture (direction V2, V4).

**II.4.2.2.4.Coefficient de pression intérieur ( $C_{pi}$ )**

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation de ce fait en cas de vent toutes les fenêtres seront fermées et donc d'après [2]:

$$\Rightarrow \mu_p = 0.3$$

$$\Rightarrow C_{pi} = 0.35$$

**II.4.2.2.5.Valeurs de la pression due au vent ( $q_j$ )**

❖ Sens  $V_1$  et  $V_3$  :

- **Parois verticales**

-De 0m à 24,15m :

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A'	1	88,653	-1.0	0.35	-1.35	-119,681
B'	1	88,653	-0.8	0.35	-1.15	-101,950
D	1	75,864	+0.8	0.35	0.45	+34,138
E	1	75,864	-0.3	0.35	-0.65	-49,311

Tableau II.16. Valeurs de  $q_j$  selon les zones de la paroi verticale (direction  $V_1$ ,  $V_3$ ).

-De 24,15m à 38,86m :

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A'	1	88,653	-1.0	0.35	-1.35	-119,681
B'	1	88,653	-0.8	0.35	-1.15	-101,950
D	1	88,653	+0.8	0.35	0.45	+39,893
E	1	88,653	-0.3	0.35	-0.65	-57,624

Tableau II.17. Valeurs de  $q_j$  selon les zones de la paroi verticale (direction  $V_1$ ,  $V_3$ ).

• Toiture

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	1	88,653	-1.72	0.35	-2.07	-183,511
G	1	88,653	-1.26	0.35	-1.61	-142,731
H	1	88,653	-0.7	0.35	-1.05	-93,085
I	1	88,653	±0.2	0.35	-0.55 -0,15	-48,759

Tableau II.18. Valeurs de  $q_j$  selon les zones de la toiture (direction V1, V3).

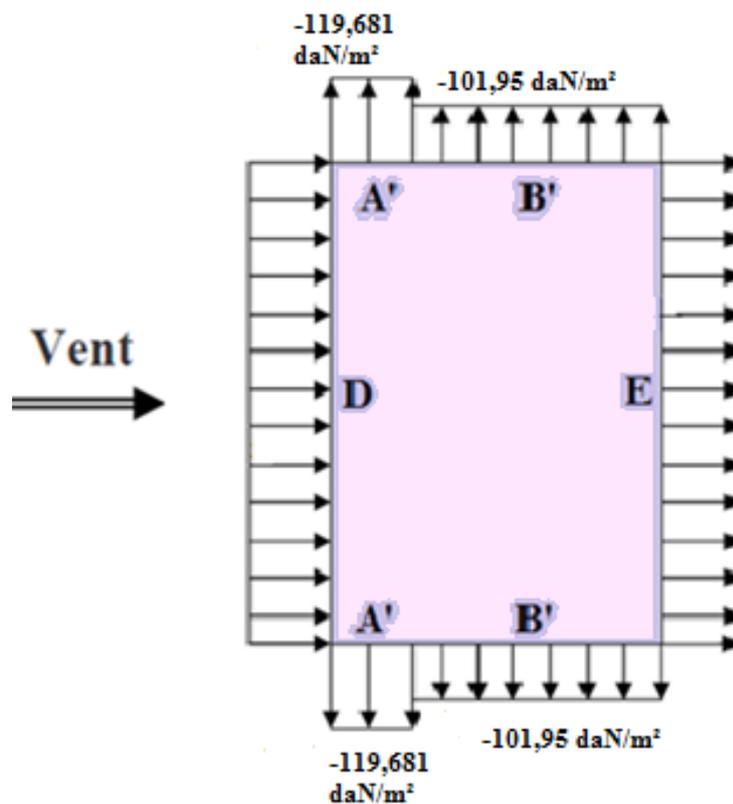


Figure II.13. Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'.

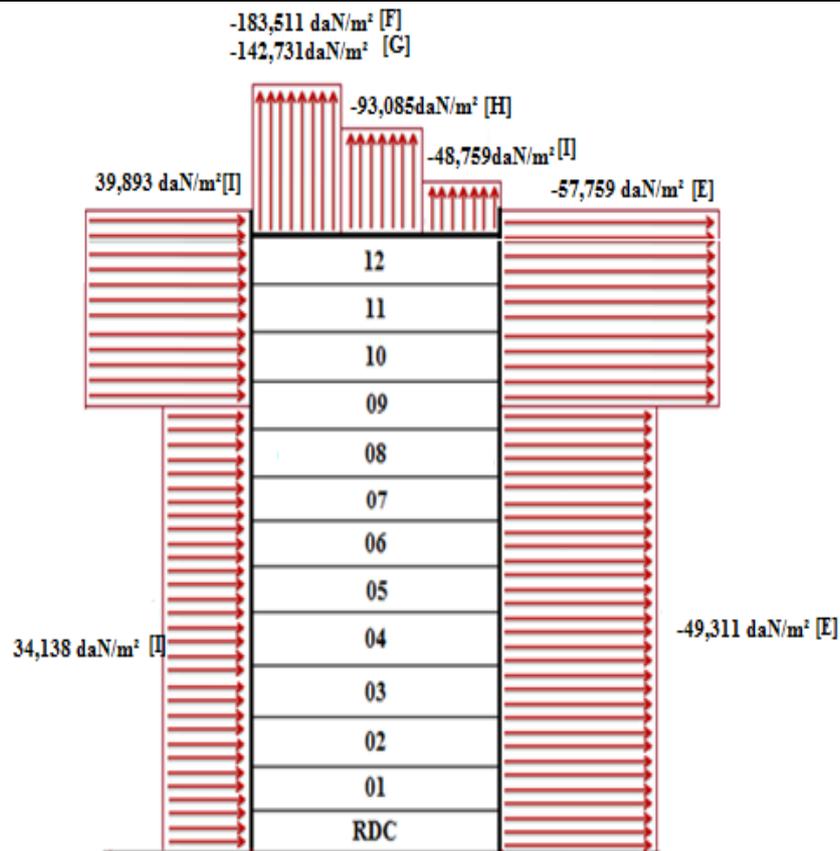


Figure II.14. Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I.

❖ Sens  $V_1$  et  $V_3$  :

• **Parois verticales**

-De 0m à 18,20m :

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	1	88,653	-1.0	0.35	-1.35	-119,681
B	1	88,653	-0.8	0.35	-1.15	-101,950
C	1	88,653	-0.5	0.35	-0.85	-75,355
D	1	67,164	+0.8	0.35	0.45	+30,223
E	1	67,164	-0.3	0.35	-0.65	-43,656

Tableau II.19. Valeurs de  $q_j$  selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

-De 18,20 à 20,6m :

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	1	88,653	-1.0	0.35	-1.35	-119,681
B	1	88,653	-0.8	0.35	-1.15	-101,950
C	1	88,653	-0.5	0.35	-0.85	-75,355
D	1	70,905	+0.8	0.35	0.45	+31,907
E	1	70,905	-0.3	0.35	-0.65	-46,088

Tableau II.20. Valeurs de  $q_j$  selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

-De 20,6m à 38,86m :

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	1	88,653	-1.0	0.35	-1.35	-119,681
B	1	88,653	-0.8	0.35	-1.15	-101,950
C	1	88,653	-0.5	0.35	-0.85	-75,355
D	1	88,653	+0.8	0.35	0.45	+39,893
E	1	88,653	-0.3	0.35	-0.65	-57,62

Tableau II.21. Valeurs de  $q_j$  selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

• Toiture

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	1	88,653	-1.72	0.35	-2.07	-183,511
G	1	88,653	-1.26	0.35	-1.61	-142,731
H	1	88,653	-0.7	0.35	-1.05	-93,08
I	1	88,653	±0.2	0.35	-0.15 -0.55	-13,297 -48,759

Tableau II.22. Valeurs de  $q_j$  selon les zones de la toiture (direction V2, V4).

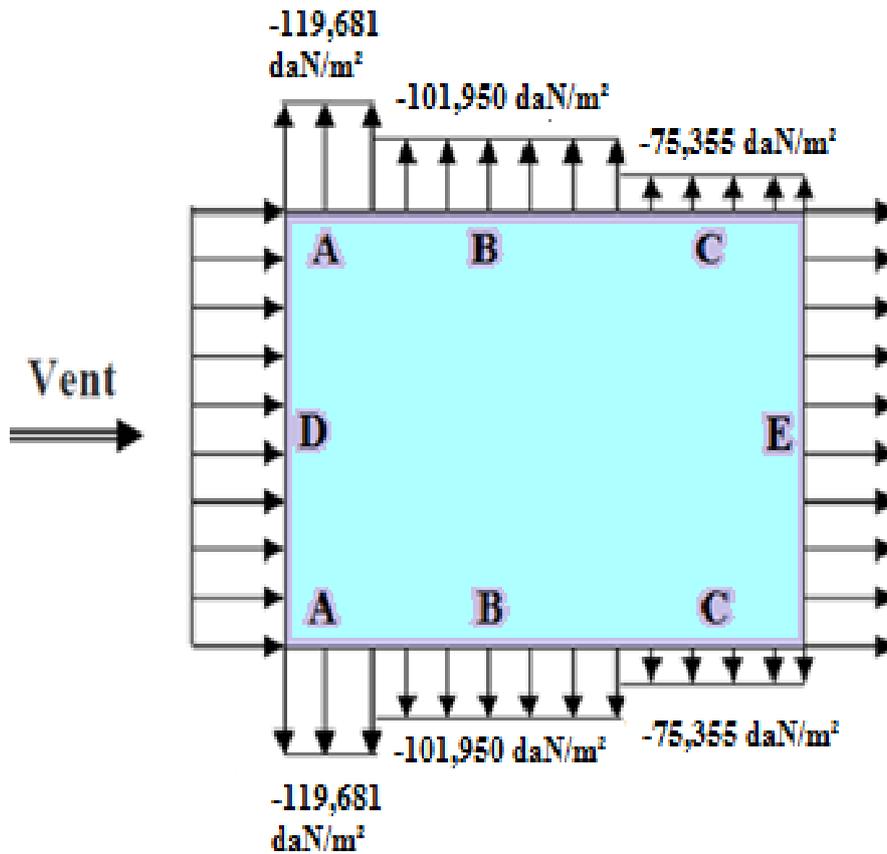


Figure II.15. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C.

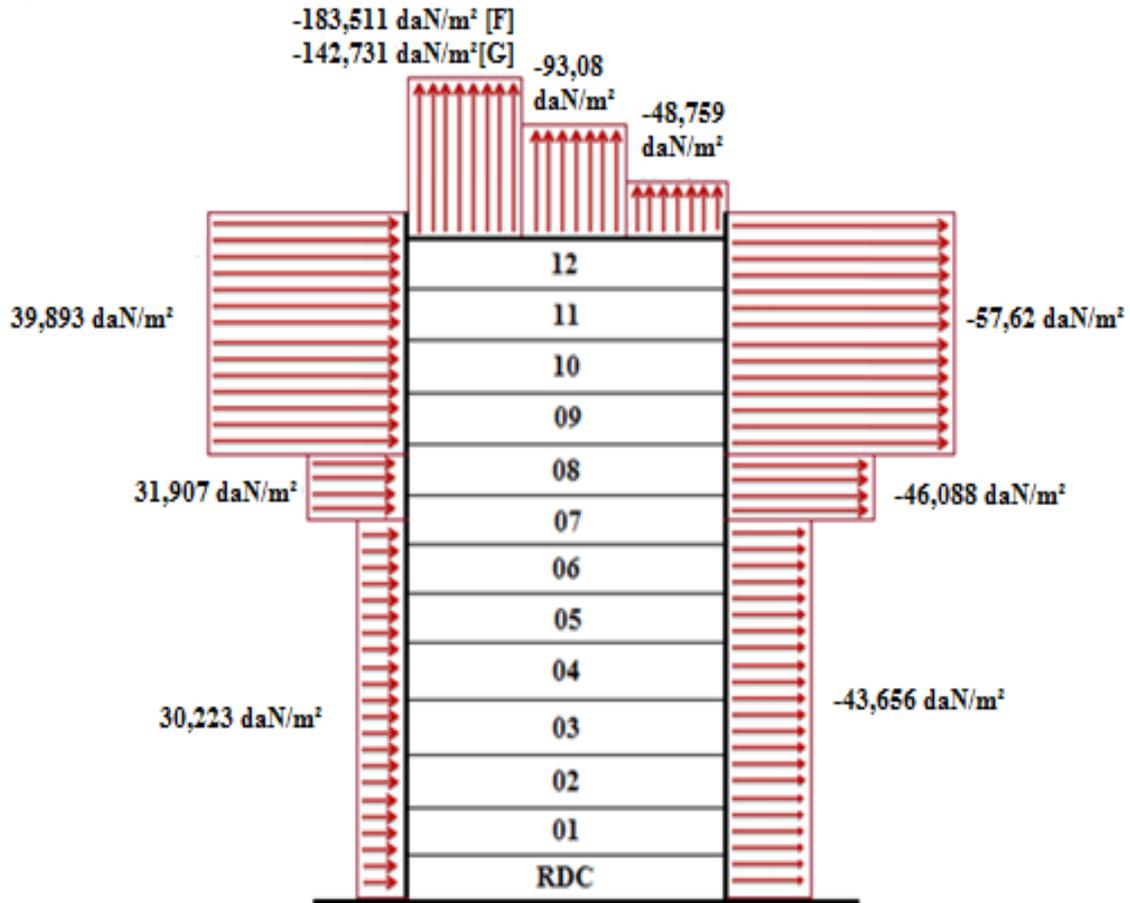


Figure II.16. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.

**4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent**

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

❖ Sens V<sub>1</sub>, V<sub>3</sub>

$$\begin{cases} b = 24,15m \\ d = 18,20m \\ h = 38,86m \end{cases}$$

$$2(18,20 \times 38,86) \leq 4(2 \times 24,15 \times 38,86)$$

$$1414,504 \leq 7507,752$$

Condition vérifiée.

❖ Sens V<sub>2</sub>, V<sub>4</sub>

$$\begin{cases} b = 24,15m \\ d = 18,20m \\ h = 38,86m \end{cases}$$

$$2(24,15 \times 38,86) \leq 4(2 \times 18,20 \times 38,86)$$

$$1876,983 \leq 5658,016$$

Condition vérifiée.

On conclue qu'il n'y a de frottement sur les parois.

## **II.5.Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges de la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés nous seront primordiaux dans le dimensionnement des éléments de la structure (solives, poutres, poteaux,....).

# Chapitre III : Pré-dimensionnement

## III.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre on établit le calcul en pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment qui sont les solives, les poutres, et les poteaux.

La vérification des éléments est donnée par trois conditions :

- Vérification de la condition de flèche
- Vérification au cisaillement.
- Vérification de la condition de résistance.

## III.2.PRE DIMENSIONNEMENT

### III.2.1.Les solives

Les solives sont des poutres en IPE qui sont articulées des deux cotés et qui travaillent à la flexion simple.

#### III.2.1.1.L'entraxe des solives

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

$$0,7m \leq \text{Entraxe} \leq 1,50m$$

Longueur de la poutre principale :  $L_{\text{max}} = 4,53$

Donc : 
$$\text{Entraxe} = \frac{4,53}{4} = 1,1325m \approx 1,13 m < 1,2$$

Nombre de solives est égal à 3.

Les longueurs des solives ne sont pas les mêmes. Pour le dimensionnement on prend le cas le plus défavorable qui est d'une longueur  $L=4,30m$ .

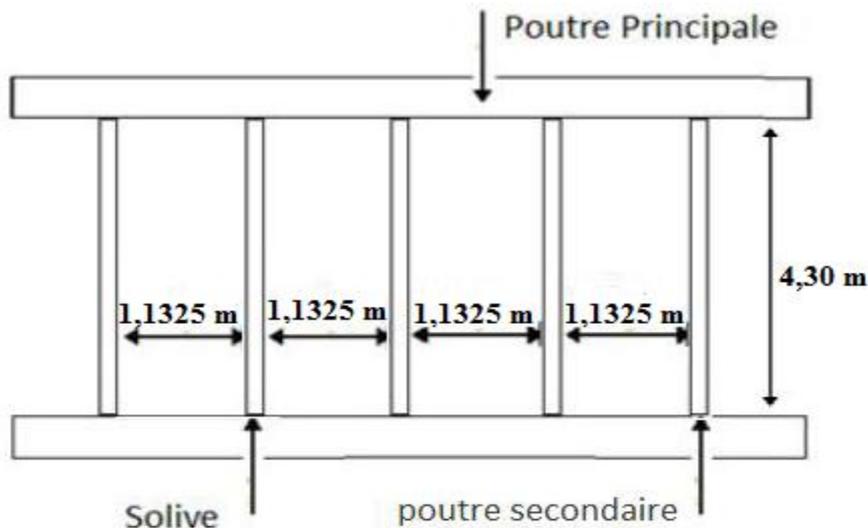


Figure III.1. Représentation des entraxes de longueur des solives

- **Solives du plancher terrasse**

**-Vérification de la condition de flèche (ELS)**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v \max} \quad \text{avec} \quad \delta_{v \max} = L/200$$

$$f = \frac{0,495 \times 5 q L^4}{384 E I_y}$$

$$Q_{\text{ELS}} = G + Q = 498 + 150 = 648 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 648 \times 1,13 = 733,86 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0,495 \times 5 \times 0,495 \times l^3 \times 200}{384 \times 21 \times 10^5}$$

$$I_y \geq \frac{0,495 \times 5 \times 733,86 \times 4,30^3 \times 200}{384 \times 21 \times 10^9} = 3,5815 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 358,15 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 160

**➤ Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

$$f \leq \delta_{v \max} \quad \rightarrow \quad \delta_{v \max} = L/200$$

$$\delta_{v \max} = 4,30/200 = 0,0215 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 15,8 \text{ Kg/m} = 15,8 \text{ daN/ml}$

La charge devient :

$$Q_{\text{ELS}} = q + P_p =$$

$$Q_{\text{ELS}} = 733,86 + 15,8$$

$$Q_{\text{ELS}} = 749,66 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 Q L^4}{384 E I_y}$$

$$f = \frac{0,495 \times 5 \times 749,66 \times 4,30^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 8,69 \times 10^{-6}} = 0,00905 \text{ m} < 0,0215 \text{ m}$$

$$f = 0,00905 \text{ m} < \delta_{v \max} = 0,0215 \text{ m}$$

Condition vérifiée

**-Vérification de la condition de résistance (ELU)**
**➤ Classe du profilé IPE 160**

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

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

$$\frac{127,2}{5} = 25.44 < 72$$

L'âme du profilé IPE 160 est de classe 1.

• **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{81/2}{7,4} = 5.54 \leq 10$$

La semelle du profilé IPE 160 est de classe 1.

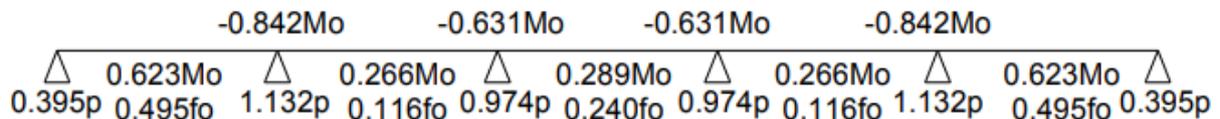
Donc la section globale du profilé est de classe 1.

➤ **Vérification au moment fléchissant**

On doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{ply,Rd}$$

Le moment le plus défavorable selon l'abaque de MAQUART (ANNEXE D) est :



$$M_0 = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 0,842M_0$$

$$M_{sd} = 0,842 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec :

$M_0$  : Le moment d'une poutre simplement appuyée.

L : La longueur de la plus longue travée de la poutre.

$$Q_{ELU} = 1.35 (G + Pp) + 1.5 Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 [(484 \times 1.325) + 15.8] + 1.5 (150 \times 1.325)$$

$$Q_{ELU} = 1032.48 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0,842 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 0,842 \times \frac{1032.48 \times 4.30^2}{8} = 2009.280 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{123,9 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 26469545.45 \text{ N.mm}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{123,9 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 26469545.45 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 2009.280 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 2646.954545 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

**-Vérification au cisaillement**

Il faut que :

$$V_{Sd} \leq 0,5 V_{pl.Rd}$$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2}$$

$$V_{Sd} = \frac{1032,48 \times 4,30}{2} = 2219,832 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 20,1 \times 10^2 - 2 \times 82 \times 7,4 + (5 + 18) \times 7,4$$

$$A_v = 966,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 966,6}{1,1} = 119770,5273 \text{ N}$$

$$0,5 V_{pl.Rd} = 59885,2636 \text{ N} = 5988,52636 \text{ daN}$$

$$V_{Sd} = 2219,832 \text{ daN} < 5988,52636 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

Le profilé IPE160 correspond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q <sub>ELS</sub> (daN/ml)	Q <sub>ELU</sub> (daN/ml)	Fleche (m)	δ <sub>v max</sub> (m)
Solives de plancher terrasse	IPE 160	4,30	1,1325	749,66	1032,48	0,0095	0,0215
Solives en console plancher terrasse	IPE 140	1,5	1,1325	746,76	1033,607	0,004	0,006
Solive de plancher étage courant	IPE 140	4,30	1,1325	617,655	859,315	0,0149	0,0215
Solives en console plancher étage courant	IPE 140	1,5	1,1325	617,655	859,3155	0,0034	0,006

Tableau III.1. Vérification de la flèche des solives.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M <sub>Sd</sub> (daN.m)	M <sub>plyrd</sub> (daN.ml)	V <sub>Sd</sub> (daN)	0.5 V <sub>pl.Rd</sub> (daN)
Solives de plancher terrasse	IPE 160	Classe I	2009,280	2646,954	2219,832	5988,5263
Solives en console plancher terrasse	IPE 140	Classe I	1162,807	1887,263	775,205	4718,644
Solive de plancher étage courant	IPE 140	Classe I	1672,290	1887,263	1847,528	4718,644
Solives en console plancher étage courant	IPE 140	Classe I	966,729	1887,263	644,486	4718,644

Tableau III.2. Vérification des sollicitations sur les solives.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 160</b>	15,8	20,1	160	82	7,4	5	127,2	869,3	68,31	123,9	26,10	6,58	1,84
<b>IPE 140</b>	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541,2	44,92	88,34	19,25	5,74	1,65

Tableau III.3. Caractéristique des profilés.

### III.2.2 Les poutres principales

- **Poutre intermédiaire pour terrasse accessible**

#### Chargement

- **Charges permanentes**

$$G_{solives} = \frac{pp}{\text{entraxe solive}} \times nsolives = \frac{15,8}{1,1325} = 41,85 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 498 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{Total} = (G + G_{solives}) \times 3,6 = 1943,46 \text{ daN/ml}$$

- **Charges d'exploitation**

$$Q_T = 150 \times 3,6$$

$$Q_T = 540 \text{ daN/ml}$$

- **Vérification de la condition de flèche (ELS)**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_v \text{ max} \quad \text{avec} \quad \delta_v \text{ max} = L/200$$

$$\frac{L}{200} = 0,0226m$$

Selon l'abaque de MAQUART (ANNEXE D) la flèche la plus défavorable est de :

$$f_0 = 0,49f_0 = 0,49 \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

Avec :

-  $f_0$  : La flèche d'une poutre simplement appuyée, ce qui est le cas pour les poutres de cette structure.

- L : La longueur de la plus longue travée de la poutre continue.

$$Q_{ELS} = G_{Total} + Q_{Total} = 1943,46 + 540 = 2483,46$$

$$Q_{ELS} = 2483,46 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0,49 \times 5 \times q \times L^3 \times 200}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{0,49 \times 5 \times 2483,46 \times 4,53^3}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y \geq 1,4028 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 1402,8 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE270.

- **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

$$f \leq \delta_v \text{ max} \quad \text{avec} \quad \delta_v \text{ max} = L/200$$

$$P_p = 36,1 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ELS} = 2483,46 + 36,1 = 2519,56 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{0,49 \times 5 \times 2519,56 \times 4,53^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 57,90 \times 10^{-6}} = 0,0055 \text{ m} < 0,0226 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

**-Vérification de la condition de résistance (ELU)**

➤ **Classe du profilé IPE 300**

- Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10,2} = 6,61 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe 1.}$$

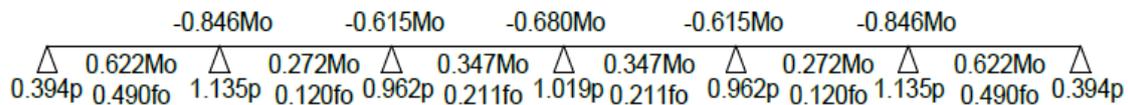
La section du profilé IPE270 est de classe 1.

➤ **Vérification au moment fléchissant**

Il faut que :

$$M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$$

Selon l'abaque de MAQUART (ANNEXE D) le moment le plus défavorable est de :



$$M_{sd} = 0,846M_0$$

$$M_0 = \frac{Q_{ELU} L^2}{8}$$

Avec :

- $M_0$  : Le moment d'une poutre simplement appuyée.

- $L$  : La longueur de la plus longue travée de la poutre.

$$Q_{ELU} = 1,35(G + Pp) + 1,5Q$$

$$Q_{ELU} = 1,35(1943,46 + 36,1) + 1,5(540)$$

$$Q_{ELU} = 3482,406 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{0,846 \times 3482,406 \times 4,53^2}{8} = 7557,117 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{W_{Ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 103400000 \text{ N.mm} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 7557,117 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 10340 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

Il faut que :  $V_{sd} \leq V_{ply,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{3482,406 \times 4,53}{2} = 7887,65 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 7887,65 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

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

$$A_v = 4590 - 2(135)(10,2) + (6,6 + 2(15))(10,2) = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 2209,32}{1,1} = 273754,83 \text{ N} = 27375,483 \text{ daN}$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 13687,74 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 7887,65 \text{ daN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 13687,74 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Eléments	profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q <sub>ELS</sub> (daN/ml)	Q <sub>ELU</sub> (daN/ml)	Fleche (m)	δ <sub>v max</sub> (m)
Poutre intermédiaire plancher terrasse	IPE 270	4,53	3,6	2519,56	3482,406	0,0055	0,0226
Poutre de rive plancher terrasse	IPE 180	4,00	2,15	1501,977	2076,04	0,0088	0,02
Poutre intermédiaire plancher étage	IPE 270	4,53	3,6	2109,16	2928,366	0,00093	0,0226
Poutre de rive plancher étage	IPE 180	4,00	2,15	1256,877	1745,159	0,0074	0,02

Tableau III.4. Vérification de la flèche des poutres.

Eléments	profilés	Classe de profilé	$M_{sd}$ (daN.m)	$M_{plyrd}$ (daN.ml)	$V_{sd}$ (daN)	$0.5 V_{pl.Rd}$ (daN)
Poutre intermédiaire plancher terrasse	IPE 270	Classe I	7557,117	10340	7887,65	27375,483
Poutre de rive plancher terrasse	IPE 180	Classe I	3512,65	3554,909	4152,08	6941,387
Poutre intermédiaire plancher étage courant	IPE 270	Classe I	6354,80	10340	6632,783	13687,74
Poutre de rive plancher étage	IPE 180	Classe I	2952,80	3554,90	3490,918	6941,387

Tableau III.5. Vérification des sollicitations sur les poutres.

profilé	Poids P Kg/m	Section A cm <sup>2</sup>	Dimensions					Caractéristiques					
			h mm	B mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 180</b>	18.8	23.9	180	91	8.0	5.3	146	1317	101	146	22.2	7.42	2.05
<b>IPE 270</b>	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	219,6	5790	419,9	484	96,9	11,2	3,02

Tableau III.6. Caractéristique des profilés.

### III.2.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

#### III.2.3.1. Vérification de la condition de flèche (ELS)

On doit d'abord vérifier pour tous les poteaux la flèche en flexion simple par rapport aux effets du vent appliqué.

On considère que le poteau est encasturé à la base et libre à la tête ce qui est le cas pour cette structure.

La hauteur du poteau est de  $h=3,06\text{m}$ .

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta v \text{ max} \quad \text{avec} \quad \delta v \text{ max} = L/250$$

$$\frac{L}{250} = \frac{3,06}{250} = 0,01224m$$

$$f = \frac{qL^4}{8EI_y}$$

Le poteau le plus sollicité est celui qui supporte la plus grande surface d'action de charge de vent (la direction V1, V3).

La charge du vent est :  $V=57,759 \text{ daN/m}^2$

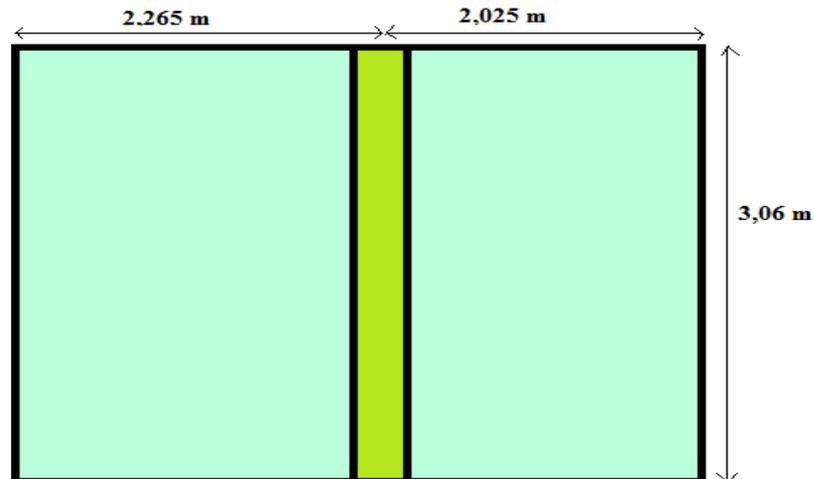


Figure III.2. Représentation de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.

$$q=57,759 \times (2,265+2,025)$$

$$q=247,786 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{q \times L^3 \times 250}{8 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{247,786 \times 3,06^3 \times 250}{8 \times 21 \times 10^9} = 1,0565 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_y \geq 1056,50 \text{ cm}^4$$

Les profilés utilisés pour les poteaux doivent être au minimum de type HEA 160 avec  $I_y = 1673 \text{ cm}^4$ .

### III.2.3.2. Vérification de la condition de résistance (ELU)

Pour la vérification de résistance de section on calcule les poteaux à la compression simple. Pour des raisons économiques la hauteur du bâtiment est décomposée en 2 tronçons dont chaque tronçon est constitué de 6 étages avec section des poteaux différente.

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface :

$$S=(2,05+1,55)m \times (2,26+2,59)m$$

$$S = 17,478 \text{ m}^2$$

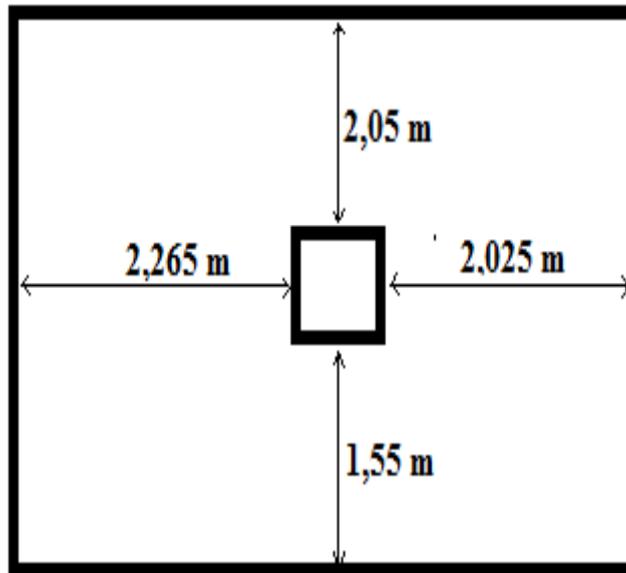


Figure III.3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

L'ensemble des charges appliquées sur les poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous :

Les charges (daN)		Terrasse	Etages courants
Charges permanente G	Plancher	8704,044	6711,552
	Poutre	175,265	175,265
	Solive	56,88	56,88
Charge d'exploitation Q		2621,7	2621,7

Tableau III.7. Charges reprises par les poteaux.

➤ **Tronçon du 11ème au 15ème étage**

**Charges :**

**Charges permanentes**

$$G_{Total} = G_{plancher\ Ter} + G_{slv\ Ter} + G_{poutre\ Ter} + 5 \times (G_{plancher\ EC} + G_{poutre\ EC} + G_{slv\ EC})$$

$$G = 43654,674 \text{ daN}$$

**Charges d'exploitation**

$$Q_{Total} = Q_{plancher\ Ter} + 5Q_{plancher\ EC}$$

$$Q_{Total} = 15730,2 \text{ daN}$$

➤ **Section du poteau**

$$N \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N = 1,35G_T + 1,5Q_T$$

$$N = 1,35 \times 43654,674 + 1,5 \times 15730$$

$$N = 82529,10 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{82529,10 \times 1,1}{235} = 386,30 \text{ mm}^2$$

On choisit un profilé HEA200 avec  $A=5380 \text{ mm}^2$

➤ **Effort sollicitant (poids propre inclus)**

$$q_{pp} = 42,3 \times 3,06 = 129,438 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = N + [1,35 \times q_{pp} \times 6]$$

$$N_{sd} = 82529,10 + [1,35 \times 129,438 \times 6]$$

$$N_{sd} = 83577,5478 \text{ daN}$$

Vérification à la compression :

➤ **Classe du profilé HEA200**

• **Classe de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{134}{6,5} = 20,61 < 33$$

L'âme est de classe 1.

• **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{100}{10} = \frac{200/2}{10} \leq 10\varepsilon$$

La semelle est de classe 1.

La section du profilé HEA200 est de classe 1.

➤ **Calcul de l'effort résistant**

On vérifie le flambement selon l'axe qui correspond à la plus faible inertie du profilé donc selon l'axe z-z.

$$N_{sd} \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta_A)^{0,5} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 3,06}{4,98 \times 10^{-2}} = 30,72 \quad \text{avec} \quad l_f = 0,5l \\ \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1 \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda} = 0,33 \geq 0,2$$

Donc il y a un risque de flambement du poteau .

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}}$$

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

Le facteur d'imperfection  $\alpha$  correspondant à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le CCM97 [20].

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0,95 < 1,2$$

$$t_f = 10\text{mm} < 100\text{mm}$$

Donc la courbe de flambement est la courbe **c** et  $\alpha = 0.49$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.33 - 0.2) + 0.33^2] = 0.59$$

$$\chi = \frac{1}{0.59 + [0.59^2 - 0.33^2]^{0.5}} = 0,926$$

$$N_{pl,Rd} = 0.926 \times 1 \times 5380 \times \frac{235}{1.1} = 106431,07 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 83577,5478 \text{ daN} \leq N_{pl,Rd} = 106431,07 \text{ daN}$$

Le poteau en HEA200 est stable au flambement.

Le profilé HEA200 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

Le calcul des poteaux est résumé dans le tableau III.12

Tronçons	Profilés	Classe	$N_{sd}$ (daN)	$\chi$	$N_{pl,Rd}$ (daN)
Du 6 <sup>ème</sup> au 12 <sup>ème</sup>	HEA 200	Classe 1	83577,5478	0,926	106431,07
Du RDC au 6 <sup>ème</sup>	HEA 260	Classe 2	164058,755	0.975	179550,68

Tableau III.8. Sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h m m	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> m m	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA200</b>	42,3	53,8	19 0	200	10	6,5	134	3692	1336	429,5	203,8	9,28	4,98
<b>HEA260</b>	68,2	8680	25 0	260	12,5	7,5	177	10450	3668	919,8	602,2	10,97	6,50

Tableau III.9. Caractéristique des profilés

# Chapitre IV : Etude du plancher mixte

## IV.1.Introduction:

Un plancher mixte est composé d'une dalle, un coffrage perdu en tôle nervurée telle que TN40 et solives en profilés métalliques. L'ensemble est relié par des connecteurs (plancher collaborant), ces derniers sont généralement soudés sur la structure métallique et dont le rôle principale est d'éviter le glissement. Le plancher mixte a pour but de combiner entre les avantages du béton matériau résistant incomparablement à la compression et l'acier faisant face à la traction, ces deux derniers participent simultanément à la résistance et à la déformation de cette section mixte.

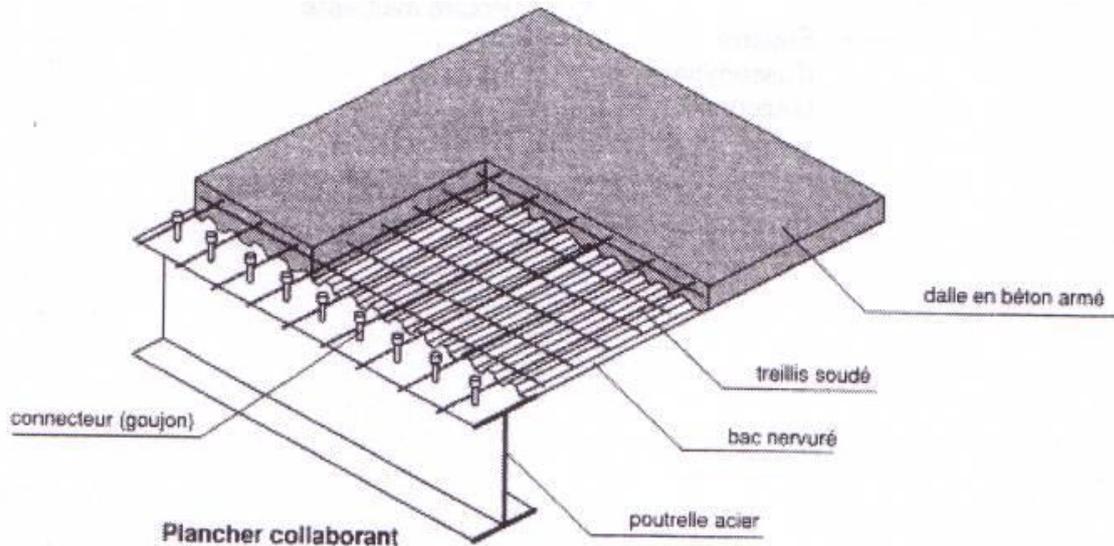


Figure IV.1. Plancher mixte acier-béton.

## IV.2.Calcul du plancher mixte

Le calcul se fait en deux phases :

- 1-Phase de construction : vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.
- 2-Phase finale : vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

### IV.2.1.Phase de construction

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre des profilés et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

#### IV.2.1.1.Caractéristiques de la tôle nervurée

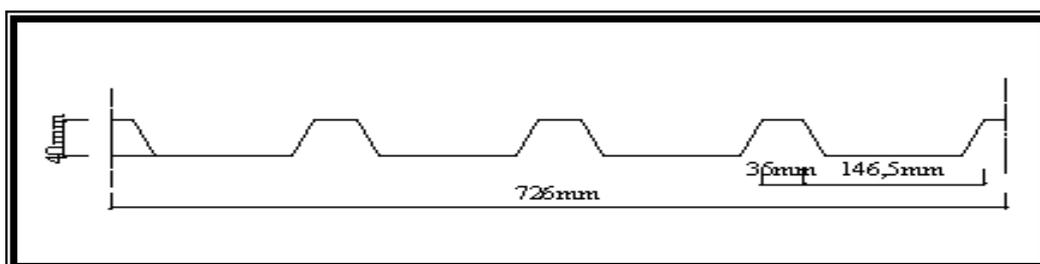


Figure IV.2. Dimensions de la tôle nervurée.

- Poids propre (1mm d'épaisseur) ..... P = 10daN/m<sup>2</sup>
- Contrainte de rupture ..... f<sub>u</sub> = 360 MPa
- Contrainte élastique ..... f<sub>y</sub> = 235 MPa
- Module d'élasticité..... E=2,1 x10<sup>5</sup> N/mm<sup>2</sup>
- Moment de résistance plastique ..... M<sub>pl,Rd</sub> =197,4daN.m
- Moment d'inertie ..... I= 27,21 cm<sup>4</sup>

**Section**

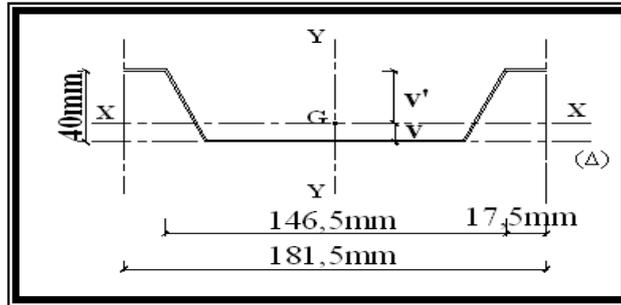


Figure IV.3. Caractéristiques géométriques

$$S_{TN\ 40} = \left[ 8 \times \sqrt{(7,5)^2 + (40)^2} + (4 \times 146,5) + (2 \times 17) + (3 \times 20) \right] \times 1 = 1005,6 \text{ mm}^2$$

**- Position du centre de gravité**

$$v'_{/(\Delta)} = \frac{\sum S_i \times Y_{i/\Delta}}{\sum S_i} = \frac{4 \times 146,5 \times 39,5 \times 1 + 3 \times 20 \times 0,5 \times 1 + 2 \times 17 \times 0,5 \times 1 + 8 \times 40 \times 20 \times 1}{1005,6}$$

$$v'_{/(\Delta)} = 29,43 \text{ mm}$$

D'où :

$$V = h - v' = 40 - 29,43$$

$$V = 10,57 \text{ mm}$$

$$I_{X'} = 2 \times \left[ \frac{10^3}{12} + 10 \times (39,5 - 10,57)^2 + \frac{40^3}{12} + 40 \times (20 - 10,57)^2 \right] + \frac{146,5^3}{12} + (146,5 \times (-0,5 - 10,57)^2)$$

$$I_{X'} = 49389,25 \text{ mm}^2$$

L'inertie de la TN40 pour une bande de 1ml :

$$I = I_{X'} \times \frac{1000}{181,5} = 49389,25 \times \frac{1000}{181,5} = 272117,07 \text{ mm}^4$$

$$I = 27,21 \text{ cm}^4$$

**-Module de résistance**

$$W = \frac{I}{V'} = \frac{27,21}{2,943} = 9,24 \text{ cm}^3/\text{ml}$$

$W = 9,24 \text{ cm}^3/\text{ml}$

**-Chargement :**

➤ **Charges permanentes :**

$G_{\text{dalle béton}} = 2500 \times 1,1325 \times 0,08 = 226,5 \text{ daN/ml}$

$G_{\text{tôle}} = 10 \text{ daN/ml}$

$G_{\text{Total}} = 236,5 \text{ daN/ml}$

➤ **Charges d'exploitations :**

$Q_T = 150 \times 1,1325 = 169,875 \text{ daN/ml}$

**IV.2.1.3. Vérification à l'état limite ultime**

Pour trouver les flèches d'une poutre continue on utilise l'abaque de MAQUART (ANNEXE D). On prend la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous.

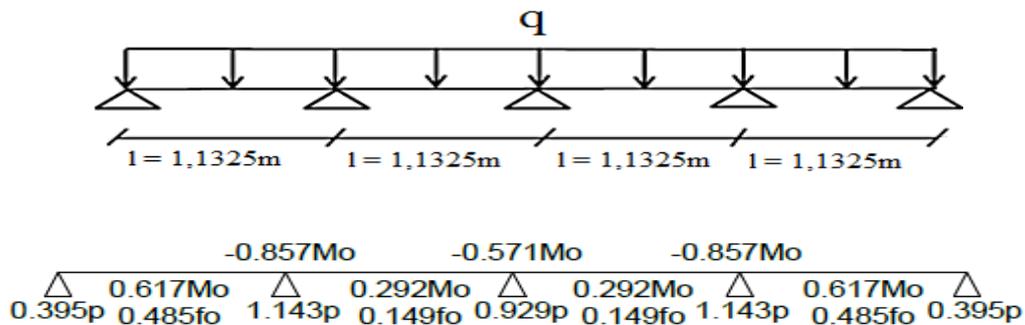


Figure IV.4 .Diagramme de MAQUART des moments fléchissant de la tôle profilée.

$M_0 = ql^2/8$

$p = ql$

On doit vérifier la condition :  $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$

$Q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q$

$Q_{ELU} = 1,35 \times 236,5 + 1,5 \times 169,875$

$Q_{ELU} = 574,0875 \text{ daN/ml}$

$M_{sd} = 0,857M_0 = 0,875 \times Q_{ELU}l^2/8$

$M_{sd} = \frac{0,857 \times 574,0875 \times 1,1325^2}{8} = 78,87 \text{ daN.ml}$

$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

$$M_{pl,Rd} = \frac{9,24 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 1974000 N.mm$$

$$M_{pl,Rd} = 197,4 \text{ dan.ml}$$

$$M_{sd} = 78,87 \text{ daN.ml} \leq M_{ply,Rd} = 197,4 \text{ daN.ml}$$

La condition vérifiée.

#### IV.2.1.4. Vérification à l'état limite de service

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250$$

On utilise l'abaque de MAQUART.

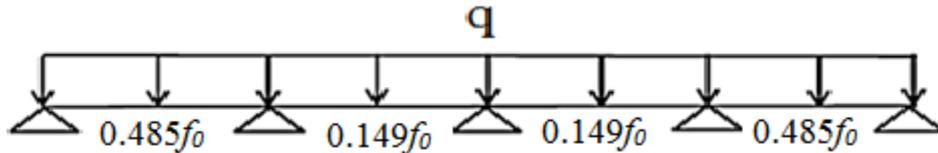


Figure IV.5. Flèches de la tôle profilée.

$$\text{Sachant que : } f_0 = \frac{5ql^4}{384EI_{eff}}$$

$$Q_{ELS} = G + Q$$

$$Q_{ELS} = 236,5 + 169,875$$

$$Q_{ELS} = 406,375 \text{ daN/ml}$$

La flèche la plus défavorable est :

$$f = 0,485 \times \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$f = 0,485 \times \frac{5 \times 406,475 \times 1,1325^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 27,21 \times 10^{-8}} = 0,001$$

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{1,1325}{250} = 0,0045$$

$$f = 0,001 \text{ m} < f_{max} = 0,0045 \text{ m}$$

La condition  $f \leq f_{max}$  est vérifiée.

#### IV.2.2. Phase finale

Pour obtenir l'effet mixte souhaité. C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts et limiter les glissements qui se développent à l'interface.

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

## IV.2.2.1. Plancher terrasse

Pour le plancher de la terrasse l'épaisseur de la dalle est de 8cm et les solives sont faites de profilés IPE100.

## IV.2.2.1.1. Vérification de la section mixte

- Calcul de la largeur efficace de la dalle :

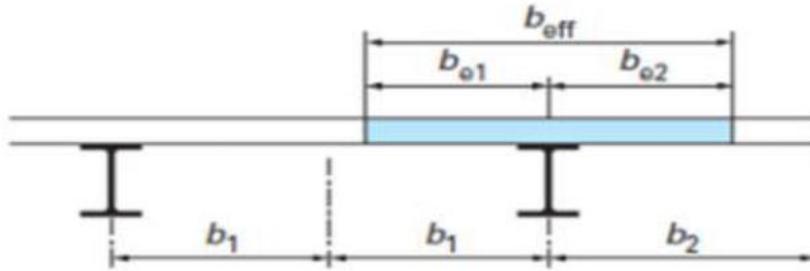


Figure IV.6. Largeur efficace de la dalle.

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$\text{Sachant que : } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

$L_0$ : La portée de la solive  $\rightarrow L_0 = 4,30\text{m}$

$$b_1 = b_2 = \frac{1,1325}{2} = 0,566\text{m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{4,30}{8}; 0,566\right) = \min(0,54; 0,566) = 0,54\text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,54 + 0,54 = 1,08\text{m}$$

- **Chargement :**

- **Charges permanentes :**

$$G_{solive} = 12,9 \text{ daN/ml}$$

$$G_{terrasse} = 652 \times 1,08 = 704,16 \text{ daN/ml}$$

$$G_{Total} = 704,16 + 12,9 = 717,06 \text{ daN/ml}$$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q_{Total} = 150 \times 1,08 = 162 \text{ daN/ml}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$F_c$  et  $F_a$  sont les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Sachant que :

$$-h_c = 80\text{mm}$$

$$-f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$$-f_y = 235\text{MPa}$$

$$-\gamma_c = 1,5$$

$$-\gamma_m = 1,1$$

-Aa : section du profilé IPE100 Aa=1030mm<sup>2</sup>.

Donc :

$$F_c = 1080 \times 80 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 1224000 \text{ N}$$

$$F_c = 122400 \text{ daN}$$

$$F_a = 1030 \times \frac{235}{1,1} = 220045 \text{ N}$$

$$F_a = 22004,5 \text{ daN}$$

$F_a < F_c$  : Donc l'axe neutre se trouve dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée comme suit :

$$z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{220045}{1080 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 14,38\text{mm} < 80\text{mm}$$

$$z \approx 14,4\text{mm}$$

#### ➤ Vérification du moment fléchissant

La condition suivante doit être vérifiée :

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

$$M_{pl,Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2}\right)$$

Sachant que :

-h<sub>a</sub> : hauteur du profilé IPE100.

- $h_p$  : hauteur des nervures de la tôle TN40.

- $h_c$  : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl,Rd} = 22004,5 \times \left( \frac{0,100}{2} + 0,08 + 0,040 - \frac{0,0144}{2} \right) = 3582,3 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = q_{ELU} l^2 / 8$$

$$q_{ELU} = 1,35 \times 712,26 + 1,5 \times 162 = 1204,5 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{1204,5 \times 4,30^2}{8} = 2784 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2784 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 3582,3 \text{ daN.m}$$

La condition  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$  est vérifiée.

#### ➤ Vérification du cisaillement

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{1204,5 \times 4,30}{2} = 2589,67 \text{ daN}$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 0,58 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 1030 - 2 \times 55 \times 5,7 + (4,1 + 2 \times 7) \times 5,7$$

$$A_v = 506,17 \text{ mm}^2$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{706,17 \times 235}{1,1} = 31359,53 \text{ N}$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 3135,953 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2589,67 \text{ daN} \leq 0,5 V_{pl,Rd} = 3135,953 \text{ daN}$$

La condition  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$  est vérifiée.

#### ➤ Vérification de la flèche

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = l/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5 q_{ELS} l^4}{384 E I_1}$$

$$I_1 = I_a + A_a (z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left( \frac{h_c^2}{12} + \left( z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

- $I_a$ : Moment d'inertie de la solive ( $I_a=I_y$ ).

- $n$ : Coefficient d'équivalence avec  $n = \frac{E_a}{E_c}$ .

- $E_a$ : Module d'élasticité de l'acier de construction.  $E_a=210000$  MPa

- $E'_c$ : Module d'équivalence du béton avec  $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$  pour les bâtiments d'habitation ;  
 $E_{cm}=30500$  MPa, pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13,77$$

$$I_1 = 171 \times 10^4 + 1030(170 - 14,4)^2 + \frac{1080 \times 80}{13,77} \left( \frac{80^2}{12} + \left( 14,4 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_1 = 34,1 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$q_{ELS}=G+Q$$

$$q_{ELS}= 712,26+162$$

$$q_{ELS}= 874,26 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 874,26 \times 4,30^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 34,1 \times 10^{-6}} = 0,0054m$$

$$f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{4,30}{250} = 0,0172$$

$$f_{adm}=0,0054m < f_{max}= 0,0172m$$

La condition  $f_{adm} \leq f_{max}$  est vérifiée.

#### IV.2.2.1.2. Etude des connecteurs

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et les solives en acier.

Pour une solive fléchie composée d'une solive métallique et d'une dalle béton sans liaison entre les deux, les éléments fléchissent de manière indépendante, par conséquent, il y a un glissement entre les matériaux. La dalle ne participant pas à la résistance à la flexion, le béton se fissure et devient un poids mort. Grâce à la liaison entre les matériaux acier et béton, les glissements sont empêchés et la section se comporte de façon harmonieuse. Ainsi, la dalle béton est comprimée et l'acier est sollicité en traction. La construction résiste davantage.

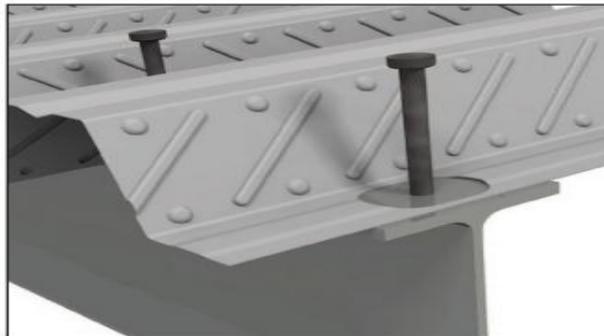


Figure IV.7. Goujons à tête soudée avec le profilé.

-Les caractéristiques des connecteurs choisis sont les suivants :

- d = 16 mm
- h = 80 mm
- f<sub>y</sub> = 275 MPa
- f<sub>u</sub> = 430 MPa

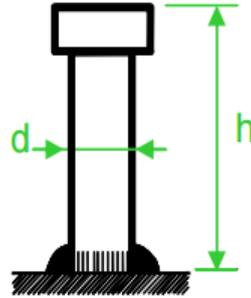


Figure IV.8: dimensions du connecteur.

**-Résistance du connecteur isolé au cisaillement**

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- γ<sub>v</sub> : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égale à 1,25 (ANNEXE D).
- d : Le diamètre du fut du goujon.
- f<sub>u</sub> : La résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- E<sub>cm</sub>: La valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- F<sub>ck</sub> : La résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- α : Le facteur correctif.
- k : Le facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures.

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4$  donc  $\alpha = 1$

Les nervures sont ⊥ à l'effort de cisaillement (les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilé) donc il est calculé comme suite:

$$k = \begin{cases} 0.60 \cdot \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} & \text{les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

- k<sub>t,max</sub> : Limite superieur pour le facteur k pris égale à 0.85(ANNEXE D).
- N<sub>r</sub> : Nombre de goujons dans une nervure est égal à 1

- $b_0 = 36\text{mm}$
- $h_p = 40\text{ mm}$
- $h_{sc} = 80\text{ mm}$

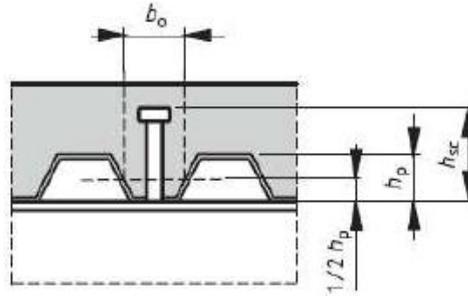


Figure V.9. Dimension de la tôle profilée et du connecteur.

$$k = \frac{0,70}{\sqrt{1}} \times \frac{36}{40} \left( \frac{80}{40} - 1 \right) = 0,63 < 0,85 \text{ donc } k = 0,63$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 0,63 \times 430 \times \left( \frac{3,14 \times 16^2}{4} \right)}{1,25} = 34841,64 \text{ N} \\ \frac{0,29 \times 0,63 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 32672,95 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 32672,95\text{N} = 3267,295 \text{ daN}$$

**-Nombre de connecteurs**

$$n = \frac{V_l}{p_{rd}}$$

Sachant que :

- $n$  : Le nombre de connecteurs.
- $V_l$  : Effort de cisaillement longitudinal.
- $P_{rd}$  : Résistance d'un connecteur isolé.

$$V_l = \min[F_a; F_c]$$

$$V_l = \min[22004,5; 122400] = 22004,5 \text{ daN}$$

$$n \geq \frac{22004,5}{3267,295} \geq 6,73$$

On prend alors 8 connecteurs pour chaque solive.

**-Espacement entre les connecteurs**

Soit  $S$  l'espacement entre les connecteurs donné par la formule suivante :

$$S = \frac{l}{n - 1}$$

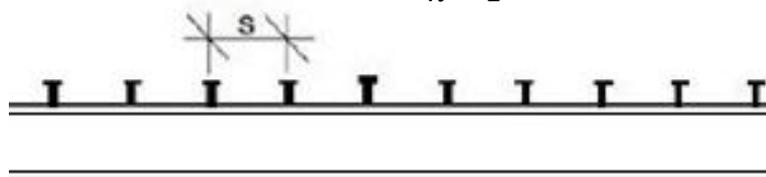


Figure IV.10. Espacement entre connecteurs.

$$S = \frac{430}{8-1} = 61 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre chaque connecteur est de 61 cm.

#### IV.2.2.1.3. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b h_c} \geq 0.4\%$$

Donc :

$$A_s \geq 0.004 \times b \times h_c$$

$$A_s \geq 0.004 \times 1000 \times 80$$

$$A_s \geq 320 \text{ mm}^2$$

On choisit  $\emptyset 8$ , maillage de 100 mm  $\Rightarrow A_s = 502.4 \text{ mm}^2$

#### IV.2.2.2. Plancher étage courant

Pour le plancher de l'étage courant l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et les solives sont faites de profilés IPE100.

##### IV.2.2.2.1. Vérification de la section mixte

###### ➤ Calcul de la largeur efficace de la dalle

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$\text{Sachant que : } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

$L_0$ : La portée de la solive  $\rightarrow L_0 = 4,30 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = \frac{1,1325}{2} = 0,566 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{4,30}{8}; 0,566\right) = \min(0,54; 0,566) = 0,54 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,54 + 0,54 = 1,08 \text{ m}$$

###### ➤ Chargement

- Charges permanentes :

$$G_{solive} = 8,1 \text{ daN/ml}$$

$$G_{terrasse} = 484 \times 1,08 = 522,72 \text{ daN/ml}$$

$$G_{Total} = 522,72 + 8,1 = 530,82 \text{ daN/ml}$$

- Charges d'exploitations :

$$Q_{Total} = 150 \times 1,08 = 162 \text{ daN/ml}$$

###### ➤ Position de l'axe neutre

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$F_c$  et  $F_a$  : Les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Sachant que :

$$-h_c = 80\text{mm}$$

$$-f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$$-f_y = 235\text{MPa}$$

$$-\gamma_c = 1,5$$

$$-\gamma_m = 1,1$$

$$-A_a : \text{section du profilé IPE100 } A_a = 1030\text{mm}^2.$$

Donc :

$$F_c = 1080 \times 80 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 1224000 \text{ N}$$

$$F_c = 122400 \text{ daN}$$

$$F_a = 1030 \times \frac{235}{1,1} = 220045 \text{ N}$$

$$F_a = 22004,5 \text{ daN}$$

$F_a < F_c$  : Donc l'axe neutre se trouve dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée comme suit :

$$z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{220045}{1080 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 14,38\text{mm} \leq 80\text{mm}$$

$$z \approx 14,4\text{mm}$$

#### ➤ Vérification au moment fléchissant

La condition suivante doit être vérifiée :

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

$$M_{pl,Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2}\right)$$

Sachant que :

$-h_a$  : hauteur du profilé IPE100.

- $h_p$  : hauteur des nervures de la tôle TN40.

- $h_c$  : épaisseur de la dalle en béton.

$$\text{Donc : } M_{pl,Rd} = 22004,5 \times \left( \frac{0,100}{2} + 0,08 + 0,040 - \frac{0,0144}{2} \right) = 3582,3 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = q_{ELU} l^2 / 8$$

$$q_{ELU} = 1,35 \times 530,82 + 1,5 \times 162 = 959,607 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{959,607 \times 4,30^2}{8} = 2217,9 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2217,9 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 3582,3 \text{ daN.m}$$

condition vérifiée .

#### ➤ Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{959,607 \times 4,30}{2} = 2063,15 \text{ daN}$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 0,58 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 1030 - 2 \times 55 \times 5,7 + (4,1 + 2 \times 7) \times 5,7$$

$$A_v = 506,17 \text{ mm}^2$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{506,17 \times 235}{1,1} = 31359,53 \text{ N}$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 3135,953 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2063,15 \text{ daN} \leq 0,5 V_{pl,Rd} = 3135,953 \text{ daN}$$

La condition  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$  est vérifiée.

#### ➤ Vérification de la condition de la flèche

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec } f_{max} = l/250 \quad \text{et } f_{adm} = \frac{5q_{ELS}l^4}{384EI_1}$$

$$I_1 = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left( \frac{h_c^2}{12} + \left( z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

- $I_a$ : Moment d'inertie de la solive ( $I_a = I_y$ ).

- $n$ : Coefficient d'équivalence avec  $n = \frac{E_a}{E_c}$ .

- $E_a$ : Module d'élasticité de l'acier de construction.  $E_a = 210000 \text{ MPa}$

- $E'_c$  : Module d'équivalence du béton avec  $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$  pour les bâtiments d'habitation ;  
 $E_{cm}=30500$  MPa, pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13,77$$

$$I_1 = 171 \times 10^4 + 1030(170 - 14,4)^2 + \frac{1080 \times 80}{13,77} \left( \frac{80^2}{12} + \left( 14,4 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_1 = 34,1 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$q_{ELS}=G+Q$$

$$q_{ELS}= 530,82+162$$

$$q_{ELS}= 692,82 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 692,82 \times 4,30^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 34,1 \times 10^{-6}} = 0,0043m$$

$$f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{4,30}{250} = 0,0172$$

$$f_{adm}=0,0043m < f_{max}= 0,0172m$$

La condition  $f_{adm} \leq f_{max}$  est vérifiée.

#### IV.2.2.2. Etude des connecteurs

-Les caractéristiques des connecteurs choisis sont les suivants :

$$-d = 16 \text{ mm}$$

$$-h = 80 \text{ mm}$$

$$-f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$-f_u = 430 \text{ MPa}$$

#### -Résistance du connecteur isolé au cisaillement

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- $\gamma_v$  : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.

-d : diamètre du fut du goujon.

- $f_u$  : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.

- $E_{cm}$  : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

- $F_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

- $\alpha$  : Facteur correctif.

-k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures.

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4 \quad \text{donc} \quad \alpha = 1$$

Les nervures sont  $\perp$  à l'effort de cisaillement (les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilé) donc il est calculé comme suite:

$$k = \begin{cases} 0.60 \cdot \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1 & \text{les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq k_{t,max} & \text{les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

- $k_{t,max}$  : Limite superieure pour le facteur k est égale à 0.85 (ANNEXE D).

- $N_r$  : Nombre de goujons dans une nervure est égal à 1

- $b_0 = 36\text{mm}$

- $h_p = 40\text{ mm}$

- $h_{sc} = 80\text{ mm}$

$$k = \frac{0,70}{\sqrt{1}} \times \frac{36}{40} \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0,63 < 0,85 \quad \text{donc } k = 0,63$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 0,63 \times 430 \times \left(\frac{3,14 \times 16^2}{4}\right)}{1,25} = 34841,64 \text{ N} \\ \frac{0,29 \times 0,63 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 32672,95 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 32672,95 \text{ N} = 3267,295 \text{ daN}$$

#### -Nombre de connecteurs

$$n = \frac{V_l}{P_{rd}}$$

Sachant que :

-n : Le nombre de connecteurs.

- $V_l$  : Effort de cisaillement longitudinal.

- $P_{rd}$  : Résistance d'un connecteur isolé.

$$V_l = \min[F_a; F_c]$$

$$V_l = \min[22004,5; 122400] = 22004,5 \text{ daN}$$

$$n \geq \frac{22004,5}{3267,295} \geq 6,73$$

On prend alors 8 connecteurs pour chaque solive.

#### -Espacement entre les connecteurs

Soit S l'espace entre les connecteurs donné par la formule suivante :

$$S = \frac{l}{n - 1}$$

$$S = \frac{430}{8 - 1} = 61\text{cm}$$

Donc l'espacement entre chaque connecteur est de 61cm.

#### IV.2.2.2.3. Calcul du ferrillage

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b h_c} \geq 0.4\%$$

Donc :

$$A_s \geq 0.004 \times b \times h_c$$

$$A_s \geq 0.004 \times 1000 \times 80$$

$$A_s \geq 320 \text{ mm}^2$$

On choisit  $\emptyset 8$ , maillage de 100mm  $\Rightarrow A_s = 502.4 \text{ mm}^2$

### IV.3. CALCUL DE L'ACROTÈRE

#### IV.3.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour assurer l'étanchéité des terrasses inaccessibles. C'est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante

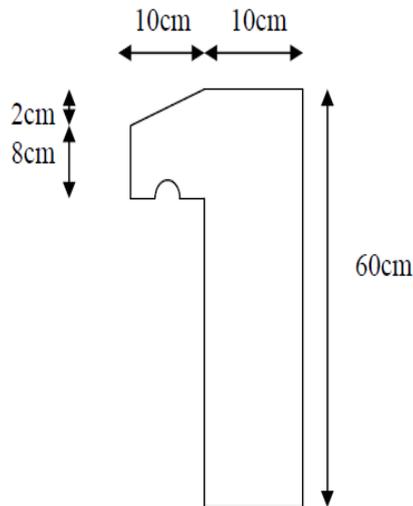


Figure IV.11: Figure statique de l'acrotère

**IV.3.2. Calcul au séisme**

L'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale "F<sub>p</sub>" due au séisme calculé suivant la formule [21] :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 172.5 = 55.20 \text{ daN/ml} < Q = 100 \text{ daN/ml}$$

Avec :

$$\begin{cases} A = 0.10 : \text{coefficient d'accélération (zone I, groupe 1B selon le tableau 4.1 du RPA).} \\ C_p = 0.8 : \text{coefficient d'accélération (selon le tableau 6.1 du RPA).} \\ W_p = P \cdot P_{\text{acrotère}} = 172.5 \text{ daN/ml} : \text{ poids de l'acrotère.} \end{cases}$$

La charge d'exploitation Q de l'acrotère (due à une main courante) est donc plus prépondérante que l'action de la force due au séisme donc on prend Q = 100 daN/ml

**IV.3.3 Sollicitations agissant sur l'acrotère**

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire non structural acrotère sont :

- Charge permanente (poids propre) G<sub>acrotère</sub> = 172.5 kg/ml.
- Charge d'exploitation (main courante) Q = 100 kg/ml.

**A l'ELU :**

$$N_u = 1.35 \times 172.5 = 232.875 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ daN.m}$$

➤ **Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 = \frac{90}{232.875} + 0.02 = 0.41 \text{ m}$$

Avec :

$$e_0 = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = (2; 0.24) = 2 \text{ cm}$$

➤ **Excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 b} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.63 \times 0.2) = 0.0092 \text{ m}$$

Avec :

$$\begin{cases} l_f = 2l = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} \\ \varphi = 0.2 \\ \alpha = \frac{G}{G + Q} = \frac{172.5}{172.5 + 100} = 0.63 \end{cases}$$

➤ **Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée**

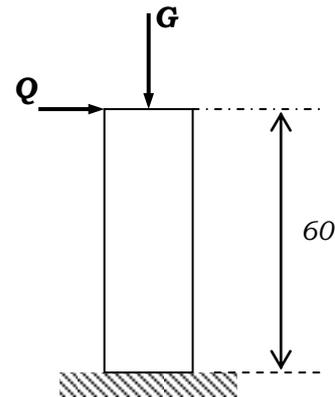


Figure IV.12 : Charges sur l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 232.875 \text{ daN/ml} \\ M_u = N_u(e_1 + e_2) = 97.621 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus**

$$\begin{cases} e_A = (e_1 + e_2) + \left(d - \frac{b}{2}\right) = (0.41 + 0.0092) + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.459 \text{ m} \\ M_{uA} = N_u \times e_A = 232.875 \times 0.459 = 106.936 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**A PELS :**

$$N_s = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m}$$

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{172.5} = 0.347 \text{ m}$$

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus**

$$\begin{cases} e_A = e_{0s} + \left(d - \frac{b}{2}\right) = 0.347 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.387 \text{ m} \\ M_{sA} = N_s \times e_A = 172.5 \times 0.387 = 66.758 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**IV.3.4.Ferraillage de l'acrotère**

Le BAEL recommande de prévoir pour les éléments exposés aux intempéries, un ferraillage effectué pour des bandes de 1m de largeur [22].

➤ **Moment réduit de référence**

$$\mu_r = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.493$$

➤ **Moment réduit ultime**

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0011}{1 \times 0.09^2 \times 14.16} = 0.010$$

Avec  $\begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.09 \text{ m} \end{cases}$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.493 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0011}{0.09 \times 348} = 0.351 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.090 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.012 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \max\left(\frac{4}{\text{Périmètre}}; \frac{0.2B}{100}\right) = \max(3.74; 2) = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour les armatures longitudinales 5T10 avec  $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour les armatures de répartition on a :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour les armatures de répartition 4T10 avec  $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

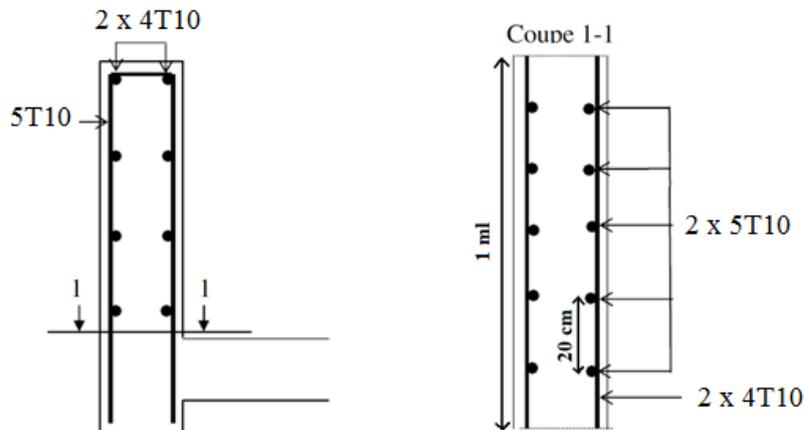


Figure IV.13 : Disposition des armatures dans l'acrotère

# CHAPITRE V : Etude sismique

## V.1.Introduction

Les charges les plus défavorables appliquées sur un bâtiment, sont les actions dynamiques dues au séisme.

La présente étude vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.[23].

Pour ce bâtiment les objectifs visés consistent à doter la structure d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour éviter les dommages, ainsi qu'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permette à la structure de subir des déplacements avec des dommages limités sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (D.T.R-B.C-2.48).

## V.2.Méthodes utilisables

Le calcul des forces sismiques peut être mené par trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour cette structure nous avons opté pour les deux premières méthodes cités auparavant :

La méthode statique équivalente est une méthode réalisée par le logiciel SAP 2000, et la méthode d'analyse modale spectrale est une méthode expérimentale.

## V.3.Critères de classification

Le territoire national est divisé en cinq 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 [1].

Pour cette structure se situant dans la wilaya de Tlemcen, il s'agit donc de la zone I de faible sismicité [1]. Cet ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m, il est donc considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne [24].

Le terrain d'implantation de cette structure se trouve sur un site meuble, classé S3 [25] d'après le rapport géotechnique (Annexe A).

La structure est considérée comme régulière en plan et en élévation [26].

## V.4.Modélisation de la structure

La modélisation d'une structure consiste à établir un modèle à partir des plans architecturaux (modèle réel) de la construction, et d'y ajouter les modifications nécessaires pour une approche du meilleur comportement possible et d'une résistance optimale de la structure sous l'action des différentes charges.

Le logiciel SAP 2000 conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet de modéliser la structure réelle.

- Dans la méthode statique équivalente : Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale [27].
- Dans la méthode dynamique spectrale : Pour les structures en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale. La déformabilité du sol de fondation doit être pris en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative. Le modèle doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations [27].

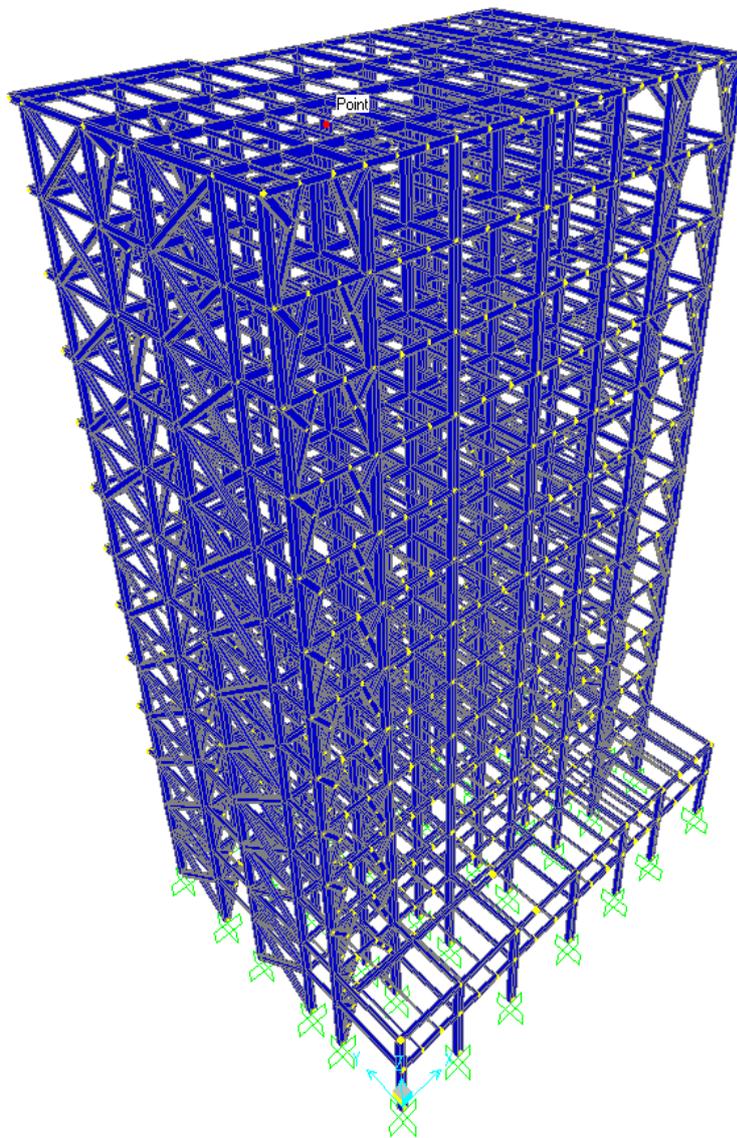


Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.

### V.5. Analyse modale spectrale

On a choisit la méthode modale spectrale sous réserve de vérifier l'effort tranchant à la base de l'analyse par rapport à la méthode équivalente statique donnée par le logiciel SAP2000.

-Principe de cette méthode :

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

-Critères de classification :

- Wilaya de Tlemcen → Zone sismique I.
- Groupe 2 : Bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m → Ouvrage d'importance moyenne.
- Site meuble S3.
- Pourcentage d'amortissement :  $\xi=5\%$ .
- Coefficient de comportement :  $R=3$ .
- Facteur de qualité suivant X :  $Q_x = 1,35$ .
- Facteur de qualité suivant Y :  $Q_y = 1,25$ .

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Suivant X	Suivant Y
-Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
-Redondance en plan	0,05	0
-Régularité en plan	0,05	0,05
-Régularité en élévation	0,05	0
-Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
-Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	$Q_x = 1,35$	$Q_y = 1,25$

Tableau V.I. Facteur de qualité suivant les deux sens.

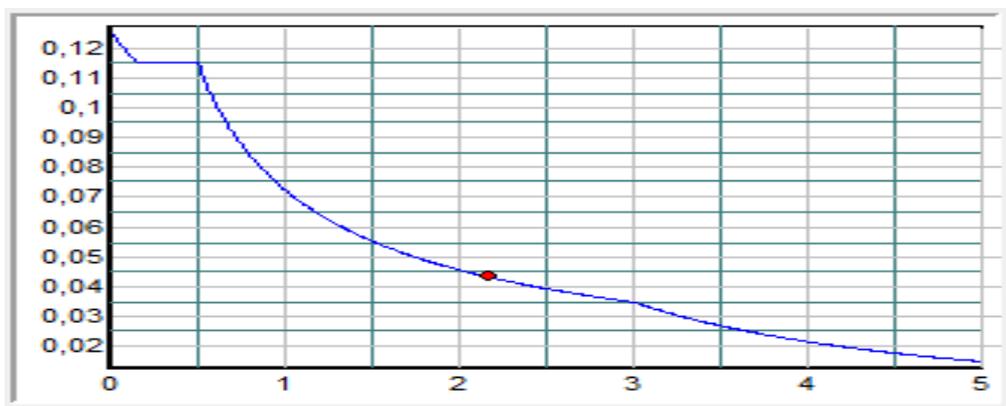


Figure V.2. Spectre de réponse suivant X

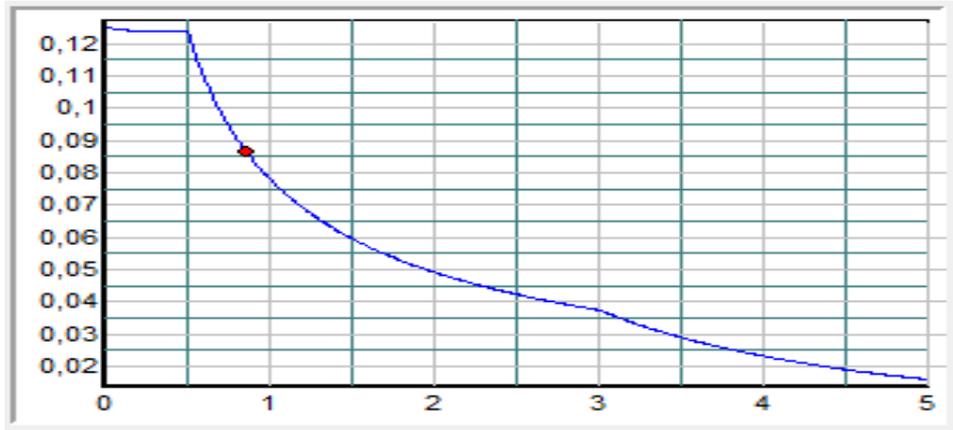


Figure V.3.Spectre de réponse suivant Y

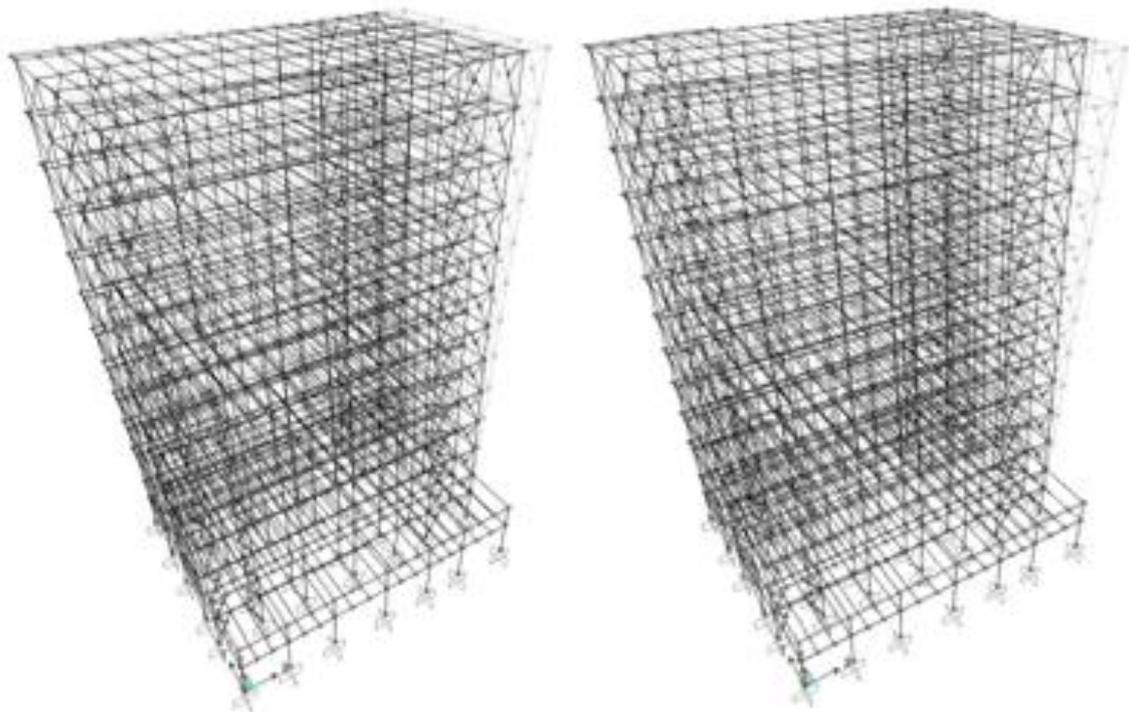


Figure V.4. Les deux premiers modes de vibration lors du séisme.

## V.6.Vérification de la période fondamentale

La valeur de la période calculé par le logiciel SAP 2000 ne doit pas dépasser celle estimée par la formule expérimentale de plus de 30%.

La période donnée par le logiciel est :  $T=1,5s$ .

La période empirique est calculée à partir de la formule suivante :

$$T_{emp} = C_T h_N^{3/4} \rightarrow [28]$$

- $h_N$  :: Hauteur de la base de la structure au dernier niveau en mètre.

- $C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Pour cette structure :

$$\begin{cases} C_{TX} = 0,05 \\ C_{TY} = 0,05 \end{cases} \rightarrow [29]$$

$$-h_T = 38,86m$$

$$\text{Donc : } T_{emp} = 0,05 \times 38,86^{3/4} = 0,778s$$

$$\begin{cases} T = 1,85 s \\ T_{emp} = 0,778 s \end{cases}$$

Les valeurs de T calculées à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% [30].

La condition citée ci-dessus n'est pas vérifiée. Dans ce cas là on effectue une majoration de 1,3 de  $T_{emp}$ , et on continue les calculs avec la valeur obtenue.

$$1,3T_{emp} = 1,3 \times 0,778 = 1,0114s$$

## V.7. Calcul de la force sismique à la base

La force sismique à la base est calculée à partir de la formule suivante:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w \rightarrow [31]$$

-A : Coefficient d'accélération de zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment [32].

-D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T) [33].

Pour ce bâtiment :

- Groupe 2, Zone I : A=0,1

- Terrain meuble S3.

- T=1,0114

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

➤  $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site [34].

➤  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement avec  $\xi$  (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif [35].

Quand :

$$-\xi = 5 \% \rightarrow \eta = 1 \rightarrow [35]$$

$$-S3 \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases} \rightarrow [34]$$

-Q : Facteur de qualité, la valeur de Q est déterminée par la formulé :  $Q = 1 + \sum_6^1 P_q \rightarrow [36]$ .

$$\begin{cases} Q_x = 1,35 \\ Q_y = 1,25 \end{cases}$$

-R : Coefficient de comportement global de la structure donné en fonction du système de contreventement  $R=3 \rightarrow [37]$

-w : Poids total de la structure (calculé par le logiciel SAP 2000) :

$$w=3426 \text{ tonnes} = 3426000 \text{ daN.}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{1,0114}\right)^{2/3} = 1,56$$

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,0114 \times 1,35}{3} \times 3426000 = 155927,5 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 1,0114 \times 1,25}{3} \times 3426000 = 144377,3 \text{ daN}$$

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [38].

	$V_t$ (daN)	$V$ (daN)	80% $V$ (daN)	$V_t > 80\% V$
$V_x$	371352	155927,5	124742	condition vérifiée
$V_y$	371352	144377,3	115501,8	Condition vérifiée

Tableau V.2. Comparaison de  $V_{dyn}$  t avec 80%  $V$ .

## V.8. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k » de la structure est calculé à partir de la formule suivante :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \rightarrow [39]$$

-  $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

-R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \rightarrow [40]$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$	$\Delta_k$	$H_{\text{étage}}/100$	$\Delta_k < H_{\text{étage}}/100$
RDC	0,2	0,6	0,6	3,06	Condition vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,5	1,5	0,9	3,06	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,9	2,7	1,2	3,06	Condition vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	1,4	4,2	1,5	3,06	Condition vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	1,9	5,7	1,5	3,06	Condition vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	2,4	7,2	1,5	3,06	Condition vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	2,9	8,7	1,5	3,06	Condition vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	3,4	10,2	1,5	3,06	Condition vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	3,9	11,7	1,5	3,06	Condition vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	4,4	13,2	1,5	3,06	Condition vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	4,9	14,7	1,5	3,06	Condition vérifiée
11 <sup>ème</sup> étage	5,4	16,2	1,5	3,06	Condition vérifiée
12 <sup>ème</sup> étage	5,9	17,7	1,5	3,06	Condition vérifiée

Tableau V.3. Déplacements résultants suivant X

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$	$\Delta_k$	$H_{\text{étage}}/100$	$\Delta_k < H_{\text{étage}}/100$
RDC	0,2	0,6	0,6	3,06	Condition vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,5	1,5	0,9	3,06	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,9	2,7	1,2	3,06	Condition vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	1,4	4,2	1,5	3,06	Condition vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	1,9	5,7	1,5	3,06	Condition vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	2,4	7,2	1,5	3,06	Condition vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	2,9	8,7	1,5	3,06	Condition vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	3,4	10,2	1,5	3,06	Condition vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	3,9	11,7	1,5	3,06	Condition vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	4,5	13,5	1,8	3,06	Condition vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	5,0	15,0	1,5	3,06	Condition vérifiée
11 <sup>ème</sup> étage	5,5	16,5	1,5	3,06	Condition vérifiée
12 <sup>ème</sup> étage	8,1	24,3	2,8	3,06	Condition vérifiée

Tableau V.4. Déplacements résultants suivant Y

## **V.9.Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons étudié le comportement de cette structure sous l'effet du séisme selon le Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, par deux méthodes : Méthode statique équivalent et Méthode spectrale modale, par les quelles nous avons déterminé l'effort tranchant à la base, après avoir contreventer la structure par des contreventements en V et en X qui ont été les mieux adaptés pour le bon fonctionnement du bâtiment vis-à-vis des ouvertures, le bon comportement (les modes) et la résistance adéquate de ce dernier face au séisme.

chapitre VI: dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

## VI.1. INTRODUCTION

La structure est composée d'éléments principaux qui sont les poteaux et les poutres principales, ainsi que d'éléments secondaires qui sont les poutres secondaires et les contreventements.

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de sorte à résister aux charges appliquées selon la réglementation du CCM97 [41].

## VI.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

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

### VI.2.1. Poutre principale de rive terrasse

D'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont à l'ELU et le profilé est un IPE240 avec :

$$M_{Sd} = 4688 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 6274 \text{ daN}$$

#### VI.2.1.1. Classe du profilé IPE 240

##### ➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{190,4}{6,2} = 30,71 < 72$$

Donc l'âme est de classe 1.

##### ➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{120/2}{9,8} = 6,12 \leq 10$$

Donc la semelle est de classe I.

On conclue que la section du profilé IPE240 est de classe 1.

#### VI.2.1.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 3910 - 2 \times 120 \times 9,8 + (6,2 + 2 \times 15) 9,8 = 1912,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1912,76}{1.1} = 237008,3527 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 6274 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 23700,83527 \text{ daN}$$

La condition  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE240 est stable au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car  $V_{Sd} = 6274 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 11850,417 \text{ daN}$ .

### VI.2.1.3. Vérification du moment fléchissant

Puisque la section en IPE240 est de classe 1, alors on doit vérifier la condition suivante:  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{plyrd} = \frac{366,6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 78319090,91 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 4688 \text{ daN.m} \leq M_{ply.Rd} = 7831,90 \text{ daN.m}$$

La condition  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE240 résiste au moment fléchissant.

Le profilé IPE240 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance.

## VI.2.2. Poutre intermédiaire pour terrasse

D'après le Logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont à l'ELU et le profilé est un IPE330 avec :

$$M_{Sd} = 7292 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 9908,6 \text{ daN}$$

### VI.2.2.1. Classe du profilé IPE 330

#### ➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{271}{7,5} = 36,13 < 72$$

Donc l'âme est de classe 1.

### ➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{160/2}{11,5} = 6,956 \leq 10$$

Donc la semelle est de classe 1.

Alors la section du profilé IPE330 est de classe 1.

### VI.2.2.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 6260 - 2 \times 160 \times 11,5 + (7,5 + 2 \times 18) \times 11,5 = 3080,25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 3080,25}{1,1} = 381670,97 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 9908,6 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 38167,097 \text{ daN}$$

La condition  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE330 est stable au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car  $V_{Sd} = 9908,6 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 19083,548 \text{ daN}$ .

### VI.2.2.3. Vérification du moment fléchissant

Puisque la section en IPE330 est de classe 1, alors on doit vérifier que :

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

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{PL,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{Plyrd} = \frac{804,3 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 171827727,3 \text{ N.m}$$

$$M_{sd} = 7292 \text{ daN.m} \leq M_{pl,Rd} = 17182,77 \text{ daN.m}$$

La condition  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE330 résiste au moment fléchissant.

Le profilé IPE330 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance.

### VI.2.3. Poutre principale de rive d'étage courant

D'après le Logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont sous la combinaison G+Q-Ex, et le profilé est un IPE270 avec :

$$M_{Sd} = 9945 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 8264 \text{ daN}$$

#### VI.2.3.1. Classe du profilé IPE 270

##### ➤ Classe de l'âme fléchié :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72$$

Donc l'âme est de classe 1.

##### ➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10,2} = 6,61 \leq 10$$

Donc la semelle est de classe 1.

Alors la section du profilé IPE270 est de classe 1.

#### VI.2.3.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier la condition suivante:  $V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 4590 - 2 \times 135 \times 10,2 + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2 = 2569,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2569,32}{1.1} = 318362,105 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 8264 \text{ daN} \leq V_{pl.Rd} = 31836,21 \text{ daN}$$

La condition  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE270 est stable au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car  $V_{Sd} = 8264 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 15918,105 \text{ daN}$ .

### VI.2.3.3. Vérification du moment fléchissant

Puisque la section en IPE270 est de classe 1, alors on doit vérifier la condition suivante:  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{PL,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{Plyrd} = \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 103400000 \text{ N. mm}$$

$$M_{sd} = 9945 \text{ daN.m} \leq M_{pl,Rd} = 10340 \text{ daN.m}$$

La condition  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE270 résiste au moment fléchissant.

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance.

## VI.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant

D'après le Logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont sous la combinaison G+Q-Ex, et le profilé est un IPE330 avec :

$$M_{Sd} = 13660 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 9966 \text{ daN}$$

### VI.2.4.1. Classe du profilé IPE 330

#### ➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 < 72$$

Donc l'âme est de classe 1.

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{160/2}{11.5} = 6.95 \leq 10$$

Donc la semelle est de classe 1.

Alors la section du profilé IPE330 est de classe 1.

**VI.2.4.2. Vérification du cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 3080,25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3080,25}{1.1} = 381670,97 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 9966 \text{ daN} \leq V_{pl.Rd} = 38167,097 \text{ daN}.$$

La condition  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE330 est stable au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car  $V_{Sd} = 9966 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 19083,548 \text{ daN}$ .

**VI.2.4.3. Vérification du moment fléchissant**

Puisque la section en IPE330 est de classe 1, on doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{PL,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{804 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 171763636.4 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 13660 \text{ daN.m} \leq M_{ply.Rd} = 17176,36 \text{ daN.m}$$

La condition  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE330 résiste au moment fléchissant.

Le profilé IPE330 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance.

### VI.2.5. Poutre principale en console pour terrasse

D'après le Logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont à l'ELU, et le profilé est un IPE270 avec :

$$M_{Sd} = 6500 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 8700 \text{ daN}$$

#### VI.2.5.1. Classe du profilé IPE 270

##### ➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72$$

Donc l'âme est de classe 1.

##### ➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10,2} = 6,61 \leq 10$$

Donc la semelle est de classe 1.

Donc la section du profilé IPE270 est de classe 1.

#### VI.2.5.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 2569,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 2569,32}{1,1} = 318362,105 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 8700 \text{ daN} \leq V_{pl.Rd} = 31836,2105 \text{ daN}$$

La condition  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE270 est stable au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car  $V_{Sd} = 8700 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 15918,105 \text{ daN}$ .

**VI.2.5.3. Vérification du moment fléchissant**

Puisque la section en IPE270 est de classe 1, alors on doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{Plyrd} = \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 103400000 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 6500 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 10340 \text{ daN.m}$$

La condition  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE270 résiste au moment fléchissant.

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance.

**VI.2.6. Poutre principale en console d'étage courant**

D'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont à l'ELU, et le profilé est un IPE270 avec :

$$M_{sd} = 2600 \text{ daN.m} \quad V_{sd} = 3500 \text{ daN}$$

**VI.2.6.1. Classe du profilé IPE 270****➤ Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72$$

Donc l'âme est de classe 1.

**➤ Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10,2} = 6,61 \leq 10$$

Donc la semelle est de classe 1.

Alors la section du profilé est de classe 1.

**VI.2.6.3. Vérification du cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :}$$

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

$$A_v = 2569,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2569,32}{1.1} = 318362,105 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 3500 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 31836,2105 \text{ daN}$$

La condition  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE270 est stable au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car  $V_{Sd} = 3500 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 15918,105 \text{ daN}$ .

**VI.2.6.2. Vérification du moment fléchissant**

Puisque la section en IPE270 est de classe 1, alors on doit vérifier la condition suivante :

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

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{Plyrd} = 103400000 \text{ N. mm}$$

$$M_{Sd} = 2600 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 10340 \text{ daN.m}$$

La condition  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE270 résiste au moment fléchissant.

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance.

**VI.2.7. Poutres secondaires**

D'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont sous la combinaison G+Q+E<sub>y</sub>, et le profilé est un IPE270 avec :

$$M_{Sd} = 7635 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 7200 \text{ daN}$$

**VI.2.7.1. Classe du profilé IPE 270****➤ Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72$$

Donc l'âme est de classe 1.

**➤ Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10,2} = 6,61 \leq 10$$

Donc la semelle est de classe 1.

Alors la section du profilé IPE270 est de classe 1.

**VI.2.7.2. Vérification du cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = 2569,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 318362,105 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 7200 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 31836,2105 \text{ daN}$$

La condition  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE270 est stable au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car  $V_{Sd} = 7200 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 15918,105 \text{ daN}$ .

**VI.2.7.3. Vérification du moment fléchissant**

Puisque la section en IPE270 est de classe 1, alors on doit vérifier la condition suivante :

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

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{PL,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{Plyrd} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 7635 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 10340 \text{ daN.m}$$

La condition  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$  est vérifiée, alors le profilé IPE270 résiste au moment fléchissant.

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance.

### VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitations aux fondations. Ils sont dimensionnés à la flexion composée car ils travaillent principalement à la compression et à la flexion.

#### VI.3.1. Tronçon du RDC au 3<sup>ème</sup> étage

D'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont sous la combinaison 1.2Ey et le profilé pour ce tronçon est un HEA 320 avec :

$$N_{Sd} = 10456 \text{ daN}$$

$$M_{y,Sd} = 2800 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 4600 \text{ daN.m}$$

$$V_{Sd} = 2600 \text{ daN}$$

##### VI.3.1.1. Classe du profilé HEA 320

###### ➤ Classe de l'âme fléchie et comprimée

$\alpha$ :

$$\begin{cases} -\frac{104.56 \times 10^3}{9.225} - \frac{46 \times 10^6}{\frac{9.225}{12}} \times \frac{225}{2} = \frac{-F}{9 \times 225 \alpha} \\ -\frac{104.56 \times 10^3}{9.225} - \frac{46 \times 10^6}{\frac{9.225}{12}} \times \frac{225}{2} = \frac{F}{9 \times (225 - 225 \alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -657 = \frac{-F}{2025 \alpha} \\ 554.13 = \frac{F}{2025 - 2025 \alpha} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -F = 133042 \\ F = 1122113.25 - 1122113.25 \alpha \end{cases} \quad \alpha = 0.457 < 0.5$$

Dans ce cas  $\alpha = 0.457 < 0.5$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{225}{9} < \frac{36}{0.46} = 25 < 78.26 \rightarrow \text{l'ame est de classe 1}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{300/2}{15,5} = 9.67 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe 1. Condition vérifiée.}$$

Donc la section du profilé HEA320 est de classe 1.

**VI.3.1.2. Vérification de la résistance à la flexion composée**

Vu que les poteaux sont sollicités à la flexion composée, il y a alors un risque de déversement à considérer.

Le déversement est pris en considération que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversales de classe 1  $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon$$

$$\text{avec } \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et  $K_w$  sont pris égale à 0.5 et donc la formule de  $\lambda_{LT}$  est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L. \left( \frac{W_{PlY}^2}{I_w I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 . G . I_t}{\pi^2 . E . I_w} \right]^{0.25}} = \frac{0.5 \times 3060 \times \left( \frac{(1628 \times 10^3)^2}{4148 \times 10^9 \times 9465 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \times \left[ (1)^2 + \frac{(0.5 \times 3060)^2 \times 81000 \times 108 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 1512 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 10.76$$

Avec  $C_1 = 3.093$  selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{10.76}{93.9} = 0.114 < 0.4 \text{ Pas de risque de déversement :}$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ , donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_{ySd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ **Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_y}{i_y}}{93.9\epsilon} = \frac{0.5 \times 3060}{\frac{135.9}{93.9}} = 0.12 \leq 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_z}{i_z}}{93.9\epsilon} = \frac{0.5 \times 3060}{\frac{74.9}{93.9}} = 0.217 > 0.2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$$\phi_z = 0.5 \times \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.49(0.22 - 0.2) + 0.22^2] = 0.5249$$

Avec  $\alpha = 0.39$  le facteur d'imperfection qui correspond à la courbe de flambement c

$$\chi_{\min} = \chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.52 + [0.52^2 - 0.22^2]^{0.5}} = 1$$

➤ **Calcul de  $k_y$  et  $k_z$**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.12 \times (2 \times 2.227 - 4) + \frac{1628 \times 10^3 - 1479 \times 10^3}{1479 \times 10^3} = 0.16$$

$$k_y = 1 - \frac{0.16 \times 104.56 \times 3}{1 \times 124.4 \times 10^2 \times 235} = 0.99$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 0.22 \times (2 \times 2.37 - 4) + \frac{709.7 \times 10^3 - 465.7 \times 10^3}{465.7 \times 10^3} = 0.69$$

$$k_z = 1 - \frac{0.69 \times 104.56 \times 10^3}{1 \times 124.4 \times 10^2 \times 235} = 0.98$$

$\beta_{My}$  ;  $\beta_{Mz}$  : Facteurs de moment uniforme équivalent

Après avoir déterminé  $k_y$  et  $k_z$  et  $\chi_{\min}$

$$\frac{104.56 \times 10^3}{124.4 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.99 \times 46 \times 10^6}{1628 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.98 \times 28 \times 10^6}{709.7 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.351 < 1$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA320 est stable à la flexion composée.

### VI.3.1.3. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :

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

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 6578 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 124.4 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 15.5 + (9 + 2.27) \times 15.5 = 4116.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 6578}{1.1} = 510071.77 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 2093.882 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 51007,177 \text{ daN}$$

La condition  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$  est vérifiée, alors le profilé HEA320 est stable au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car  $V_{Sd} = 2093.882 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 25503,59 \text{ daN}$ .

Le profilé HEA 320 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance.

**Remarque :** Nous avons exécuté le même calcul pour les autres poteaux des différents tronçons.

Les résultats de ce travail sont résumés sur le tableau VI.1.

Tronçons	Du 9 <sup>ème</sup> au 12 <sup>ème</sup>	Du 6 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup>	Du 3 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	Du RDC au 3 <sup>ème</sup>
<b>Profilés</b>	HEA 320	HEA 340	HEB 340	HEB 360
<b>Classe</b>	Classe I	Classe I	Classe I	Classe I
$N_{sd}(daN)$	10456	61800	109800	350000
$M_{y,sd}(daN.m)$	4600	5600	8400	4700
$M_{z,sd}(daN.m)$	2800	2700	2700	610
$V_{sd}(daN)$	2600	3200	5000	2156
$\bar{\lambda}_{LT}$	0.114	0.2	0.1152	0.113
$\bar{\lambda}_Z$	0.217	0.22	0.216	0.217
$k_y$	0.99	0.969	0.956	0.86
$k_z$	0.98	0.86	0.82	0.538
$\chi_{min}$	1	1	0.99	0.992
$0.5V_{pl,Rd}(daN)$	25503.588	30963.333	34750.304	37521

Tableau VI.1. Résultat des calculs sur les poteaux.

#### VI.4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements sont destinés à assurer la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci comme le vent et le séisme. Ils reprennent ces dernières et aident à empêcher, ou au moins restreindre les déplacements latéraux dans les ossatures.

Pour cette structure nous avons utilisé deux types de contreventement :

- Contreventement en X
- Contreventement en V

La disposition des contreventements s'est faite de tel sorte à minimiser la période et le déplacement en respectant la fonctionnalité et l'architecture du bâtiment.

**VI.4.1. Contreventement en X**

Pour ce type de contreventement, d'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont sous la combinaison 1.2Ey et les profilés en 2 UPN 300 avec  $N_{sd} = 64000$  daN

Puisque c'est un contreventement en X on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec  $l = L/2$

**VI.4.1.1. Vérification à la traction**

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq N_{t.Rd} = \min [N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}]$$

Avec :  $\begin{cases} N_{pl.Rd} : \text{Résistance plastique de la section brute} \\ N_{u.Rd} : \text{Résistance ultime de la section nette} \end{cases}$

$$\begin{cases} N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2800 \times 235}{1.1} = 341818.181 \text{ N} \\ N_{u.Rd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = 0.9 \times \frac{1400 \times 360}{1.25} = 362880 \text{ N} \end{cases}$$

Avec :

$$A_{net} = A - (d \times t) = 2800 - (20 \times 10) = 1400 \text{ mm}^2$$

Donc

$$N_{t.Rd} = 341818.181 \text{ N}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = 32000 \text{ daN} < N_{t.Rd} = 34181,818 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors le profilé résiste à la traction.

**VI.4.1.2. Vérification au flambement**

$$N_{sd}=47400 \text{ daN}$$

$$l_f = 0,8 \times l = 2,12 \text{ m}$$

$$l_f = 2120 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{2120}{117} = 18,12$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{2120}{29} = 73,1$$

Donc l'axe de flambement est z-z.

$$\lambda_1 = 93,9\xi = 93,9 \left( \frac{235}{235} \right)^{0,5} = 93,9$$

– **Classe du profilé UPN300**

• **Classe de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{232}{10} = 23,2 < 72\xi$$

L'âme est de classe 1.

• **Classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{100}{16} = 6,25 < 10\xi$$

La semelle est de classe 1.

Donc la section du profilé UPN300 est de classe 1.

– **Calcul de l'élanement réduit**

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \beta_A^{0,5}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{73,10}{93,9} \times 1^{0,5} = 0,77 > 0,2$$

Donc il y a risque de flambement.

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\alpha = \frac{h}{b} = \frac{300}{100} = 3 > 1,2mm \left. \begin{array}{l} (z - z) \\ t_f < 40mm \end{array} \right\} \rightarrow \text{courbe b} \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,43 \times (0,77 - 0,2) + 0,77^2] = 0,89$$

$$\chi = \frac{1}{0,89 + [0,89^2 - 0,77^2]^{0,5}} = 0,75$$

$$N_{Rd} = 1281818,1 \text{ N}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = 23700 \text{ daN} < N_{Rd} = 128181 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée donc le profilé UPN300 résiste au flambement.

### VI.4.2. Contreventement en V

Pour ce modèle de contreventement, d'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont sous la combinaison 1.2Ex et les profilés en 2 UPN 300 avec  $N_{Sd} = 26800$  daN

#### VI.4.2.1. Vérification à la traction

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

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2800 \times 235}{1.1} = 341818.181 \text{ N}$$

$$N_{Sd} = 26800 \text{ daN} < N_{pl.Rd} = 34181.8181 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée.

## VI.5. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Les escaliers sont en charpente métallique, ils sont constitués de deux volées droites et un palier intermédiaire

Afin de dimensionner les marches (g : Giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

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

Sachant que :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

Et la hauteur d'étage est de 3,06 m, alors on prend :  $h = 20 \text{ cm}$  et  $g = 25 \text{ cm}$ .  $\rightarrow 25 + 2 \times 20 = 65 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 65 \leq 66 \text{ cm}$$

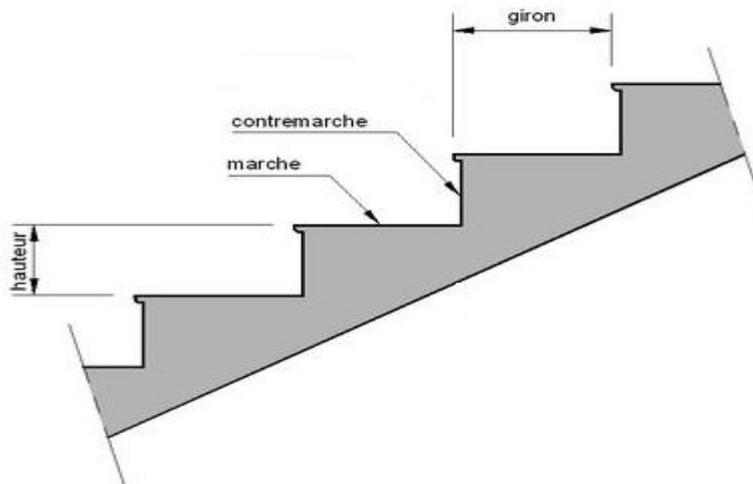


Figure VI.1. Caractéristiques d'un escalier.

**VI.5.1. Le nombre de marches (m)**

Pour calculer le nombre de marches (m) il faut d'abord déterminer le nombre de contre marche (n) en divisant la hauteur totale des escaliers sur la hauteur de la contre marche comme suit :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{20} = 7,65 \approx 8$$

$$m = n - 1 = 8 - 1 = 7$$

Donc il y a 7 marches et 8 contremarches.

La longueur totale de l'escalier sera donc  $L = g \times n = 25 \times 8 = 200 \text{ cm}$

**VI.5.2. Longueur de la volée ( $L_V$ )**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{153}{200} \right) = 37,42^\circ$$

$$L_V = \left( \frac{153}{\sin(37,42)} \right) = 251,78 \text{ cm} \approx 2,5 \text{ m}$$

**VI.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs****VI.5.3.1. Cornière de marche**

Les marches sont réalisées par des tôles striées et des cornières dont la longueur  $L = 1 \text{ m}$ .

La modélisation d'une marche se fait comme celle d'une poutre simplement appuyée.

**VI.5.3.1.1. Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v \max}$$

Avec :

$$\delta_{v \max} = L/250 = 1,53/250 = 0,006 \text{ m}$$

$$f = \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

$$q = (G + Q) \times g$$

$$q = (121 + 250) \times 0,25 = 92,74 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 92,75 \times 1,53^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 5,15 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 5,15 \text{ cm}^4$$

Donc on prend : L 40×40×5 avec  $I_y = 5,43 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

La charge :

$$Q_{ELS} = q + P_p$$

$$Q_{ELS} = 92,75 + 2,97 = 95,72 \text{ daN/m}$$

$$f = \frac{5qL^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 95,72 \times 1,53^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 5,43 \times 10^{-8}} = 0,005 \text{ m} < 0,006 \text{ m}$$

La condition est vérifiée.

➤ **Classe de la cornière**

$$\frac{h}{t} < 15\varepsilon \rightarrow \frac{40}{5} = 12,5 < 15$$

$$\frac{b+h}{2t} < 11,5\varepsilon \rightarrow \frac{40+40}{10} = 8 < 11,5$$

Donc la cornière est de classe 3

**VI.5.3.1.2. Vérification de la résistance**

➤ **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2}$$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times [(121 \times 0,25) + 5,43] + 1,5 \times (250 \times 0,25) = 141,918 \text{ daN/ml}$$

$$V_{Sd} = \frac{141,918 \times 1,53}{2} = 108,56 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A_v = L \times t = 40 \times 5 = 200 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 200}{1,1} = 24781,81 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 108,56 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 24781,81 \text{ daN}$$

La condition vérifiée donc la cornière résistera au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car

$$V_{Sd} = 108,56 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 12390,90 \text{ daN} .$$

➤ **Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

On ajoute le poids propre du profilé choisit  $P_p = 3,06 \text{ Kg/m} = 3,06 \text{ daN/ml}$

$$Q_{ELU} = 140,02 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{140,02 \times 1,50^2}{8} = 39,38 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{el,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{Plyrd} = \frac{1,91 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 408045,45 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 39,38 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 40,80 \text{ daN.m}$$

La condition est vérifiée, la cornière est stable au cisaillement.

La cornière L 40×40×5 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

### VI.5.3.2. Limon

#### Chargement

- Charge permanente :  $G_{volée} = 121 \text{ daN/m}^2$   
 $G_{palier} = 286 \text{ daN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

-Chargement à l'ELS :

$$\text{Sur volée } Q_1 = \frac{1}{2} \times (121 + 250) \times \cos(37) = 148,15 \text{ daN/m}$$

$$\text{Sur palier } Q_2 = \frac{1}{2} \times (286 + 250) = 268 \text{ daN/m}$$

-Chargement à l'ELU :

$$\text{Sur volée } Q_1 = \left[ 1.35 \times \left( 121 \times \frac{1}{2} + 10.6 \right) + 1.5 \times \left( 250 \times \frac{1}{2} \right) \right] \times \cos(37) = 223,44 \text{ daN/m}$$

$$\text{Sur palier } Q_2 = \left[ 1.35 \times \left( 286 \times \frac{1}{2} + 10.6 \right) + 1.5 \times \left( 250 \times \frac{1}{2} \right) \right] = 391,15 \text{ daN/m}$$

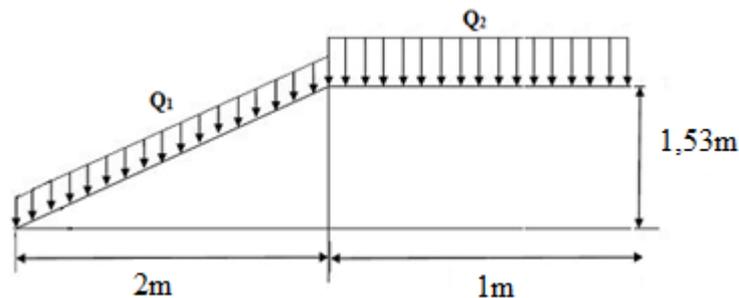


Figure VI.2. Descente des charges sur l'escalier.

➤ **La charge équivalente**

$$Q_{eq-ELS} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(148,15 \times 2,51) + (268 \times 1)}{3,51} = 182,29 \text{ daN/m}$$

$$Q_{eq-ELU} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(223,44 \times 2,51) + (391,15 \times 1)}{3,51} = 271,22 \text{ daN/m}$$

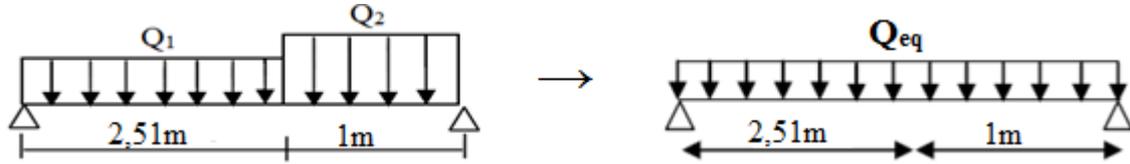


Figure VI.3. Charge équivalente.

➤ **Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v \max}$$

Avec :

$$\delta_{v \max} = L/250 = 0,014 \text{ m}$$

$$f = \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 182,29 \times 3,51^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 12,21 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 122,1 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : UPN 100 avec  $I_y = 206 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $Pp = 10,06 \text{ daN/ml}$

La charge sera :  $Q_{eq-ELS} = Q_{eq} + Pp = 182,29 + 10,6 = 192,89 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5QL^4}{384 EI_y} = \frac{5 \times 192,89 \times 3,51^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 20,6 \times 10^{-7}} = 0,008 \text{ m} < 0,014 \text{ m}$$

La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la résistance**

**Classe du profilé UPN 100**

• **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{64}{6} = 10,66 < 72$$

L'âme est de classe 1.

• **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{50/2}{8.5} = 5,88 \leq 10$$

La semelle est de classe 1.

Donc la section du profilé UPN100 est de classe 1.

### ➤ Vérification du moment fléchissant

Puisque la section en UPN100 est de classe 1, on doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Sd} = \frac{Q_{eq-ELU} \times L^2}{8}$$

$$M_{Sd} = \frac{271,22 \times 3,51^2}{8} = 417,68 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{41.2 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 880181.182 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 417,68 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 880.181 \text{ daN.m}$$

La condition est vérifiée, alors le profilé UPN100 est stable au moment fléchissant.

### ➤ Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{eq-ELU} \times L}{2}$$

$$V_{Sd} = \frac{271,22 \times 3,51}{2} = 475,99 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

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

$$A_v = 3445,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3445,5}{1.1} = 426928,7 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 365.44 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 42692,87 \text{ daN} >$$

La condition est vérifiée, le profilé UPN100 résiste au cisaillement et  $V_{sd}$  peut être négligé car

$$V_{Sd} = 365,44 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 21346,436 \text{ daN} .$$

Le profilé UPN 100 répond à toutes les conditions de CCM97 [41] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Chapitre VII: Etude des assemblages  
**Chapitre VII: Etude des assemblages**

## VII.1. INTRODUCTION

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. La résistance d'un assemblage doit être déterminée sur la base des résistances individuelles des éléments d'attache ou des soudures.

Tous les assemblages sont calculés selon l'EUROCODE 3 [42].

Les dessins techniques et autres détails sont représentés dans l'ANNEXE E.

## VII.2. MODES D'ASSEMBLAGES

Dans ce bâtiment deux modes d'assemblage sont utilisés, le boulonnage et la soudure qui les principaux modes de montage.

-Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il admet.

-la soudure permet d'assembler des assemblages plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs.

## VII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES

### VII.3.1. Assemblage poteau – poutre (HEB360 – IPE 300)

Chaque assemblage poteau-poutre doit être de type rigide [43].

Le principe de cet assemblage est de souder une platine en bout de la traverse, qui est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre pour permettre son assemblage avec le poteau.

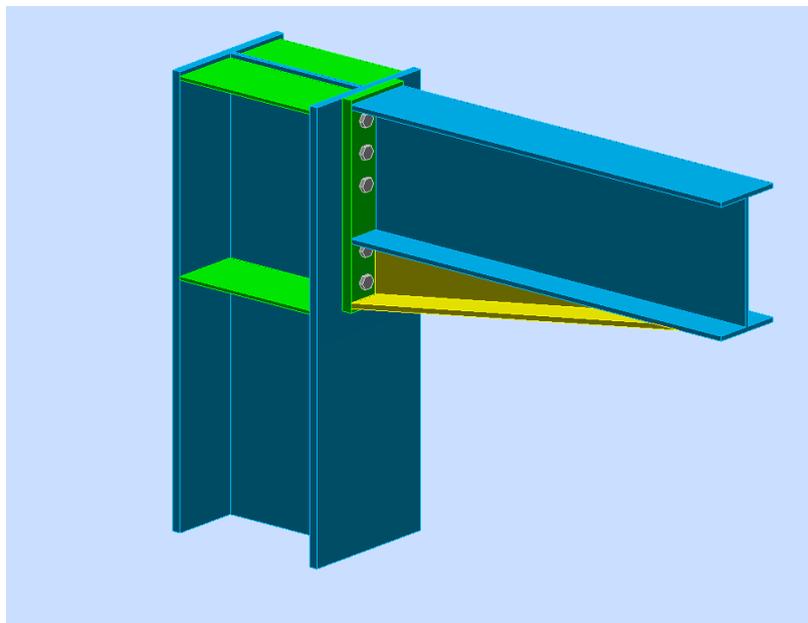


Figure VII.1. Assemblage poteau-poutre.

#### VII.3.1.1. Efforts sollicitants

D'après le logiciel AUTODESK TOBOT, les efforts les plus sollicitants de l'assemblage à l'ELU avec:

$$V_{sd} = 8300 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 10800 \text{ daN.m}$$

**VII.3.1.2. Soudure de la platine**

- Epaisseur de la platine :  $ép = 15 \text{ mm}$
- Epaisseur de la semelle IPE 300 :  $t_f = 10,7 \text{ mm}$
- Epaisseur de l'âme IPE 300 :  $t_w = 7.1 \text{ mm}$

On prend  $a = 5 \text{ mm}$

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{10800}{0.30} = 36000 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est F<sub>e</sub>360 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 321 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 321 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 409075,41 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 36000 \text{ daN} < F_{w,rd} = 40907,54 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors la soudure d'épaisseur  $a=5\text{mm}$  de la semelle résiste à la traction.

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est F<sub>e</sub>360 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\sum l = 571,4 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 307 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 59381,629 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8300 \text{ daN} < F_{v,rd} = 59381,629 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors la soudure d'épaisseur  $a=5\text{mm}$  de l'âme résiste au cisaillement.

**VII.3.1.3. Disposition constructive**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

D'après le logiciel AUTODESK ROBOT, on prend deux files de 5 boulons  $\varnothing 20$  mm classe 10.9 avec :

$$\begin{cases} h_1 = 50\text{mm} \\ h_2 = 130\text{mm} \\ h_3 = 210\text{mm} \\ h_4 = 290\text{mm} \\ h_5 = 430\text{mm} \end{cases}$$

L'épaisseur la plus mince :  $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(13 ; 15) = 13$  mm

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

- **Entraxes ( $p_1, p_2$ )**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 80$  mm.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$  Alors on prend  $p_2 = 80$  mm.

- **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 120$  mm.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 120$  mm.

#### VII.3.1.4. Vérification à la traction

Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$X = \sqrt{\frac{150}{7,1}} = 49,18 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au dessus de la dernière rangée donc on vérifie la traction :

$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$  avec  $F_{t.Sd}$  l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t.Sd} = \frac{M_{sd} \times h_4}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{10800 \times 0,43}{2 \times (0,05^2 + 0,130^2 + 0,210^2 + 0,29^2)} = 15731,70 \text{ daN}$$

$$F_{p.Rd} = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 245 \times 1000 = 17150 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 15731,70 \text{ daN} < F_{p.Rd} = 17150 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors le boulon résiste à la traction.

#### VII.3.1.5. Vérification au non poinçonnement de la platine

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 15 \times 34,5 \times 360}{1,25} = 28079,136 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 15731,70 \text{ daN} < B_{p.Rd} = 28079,136 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors la platine résiste au poinçonnement.

**VII.3.1.6. Vérification au glissement**

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,Rd}$$

Avec  $n = 1$ ,  $K_s = 1$ ,  $\mu = 0,3$

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times f_{p,Rd} \times n \times \mu}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 15731,70}{1.1} = 4290,46 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{10} = 830 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 4290,46 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors le boulon résiste au glissement.

**VII.3.1.7. Vérification de la résistance de l'âme de poteau dans la zone tendue**

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w \times p_1 \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 13 \times 80 \times \frac{235}{1.1} = 22218,181 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{1800}{0,36 - 0,02} = 31764,70 \text{ daN}$$

$$F_v = 31764,70 \text{ daN} \geq F_{t,Rd} = 22218,18 \text{ daN}$$

La condition n'est pas vérifiée. La résistance de l'âme du poteau à la traction est faible, il faut prévoir un raidisseur pour renforcer l'âme.

**VII.3.1.8. Vérification de la résistance de l'âme de poteau dans la zone comprimée**

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} t_w c f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1,3(b_{eff}/h)^2)}}$$

Il faut d'abord calculer  $b_{eff}$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 11 + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5(23 + 27) + 2 \times 15 = 435,56 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} \leq 0,7f_y \rightarrow k_c = 1$$

$$\sigma_{c,sd} > 0,7 \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd}/f_y$$

$\sigma_{c,sd}$  : Contrainte normale de compression de l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} z_{max}}{I_y} = \frac{1438 \times 10^2}{180,6 \times 10^2} + \frac{1080000 \times 180}{43190 \times 10^4} = 12,46 \text{ daN/m}^2$$

$$K_c = 1$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,0932 \sqrt{\frac{435,56 \times 235 \times 261}{210000 \times 12,5^2}} = 0,084$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,08 < 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 435,56 \times 12,5 \times 235}{1,1 \times \sqrt{1 + 1,3(435,56/360)^2}} = 6827,05 \text{ daN}$$

$$N_1 = \frac{M_{Sd} \times h_1}{\sum hi^2} = \frac{10800 \times 0,430}{(0,05^2 + 0,13^2 + 0,21^2 + 0,29^2 + 0,43^2)} = 13966,917 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{Sd} \times h_1}{\sum hi^2} = \frac{10800 \times 0,29}{(0,05^2 + 0,13^2 + 0,21^2 + 0,29^2 + 0,43^2)} = 9419,54 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{Sd} \times h_1}{\sum hi^2} = \frac{10800 \times 0,210}{(0,05^2 + 0,13^2 + 0,21^2 + 0,29^2 + 0,43^2)} = 6821,05 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{Sd} \times h_1}{\sum hi^2} = \frac{10800 \times 0,13}{(0,05^2 + 0,13^2 + 0,21^2 + 0,29^2 + 0,43^2)} = 4222,55 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{Sd} \times h_1}{\sum hi^2} = \frac{10800 \times 0,05}{(0,05^2 + 0,13^2 + 0,21^2 + 0,29^2 + 0,43^2)} = 1624,06 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = \sum N_i = 22087,2 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 143800 \text{ daN} > F_{c,Rd} = 68267,05 \text{ daN}$$

La condition n'est pas vérifiée. La résistance de l'âme du poteau est faible, il faut prévoir un raidisseur pour renforcer l'âme.

**VII.3.1.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée**

$$V_{Rd} = \frac{0,18 \times f_y A_v}{\gamma_{m0}} = \frac{0,18 \times 235 \times 6056,25}{1,1} = 75042,443 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} = \frac{10800}{0,360 - 0,0225} = 32000 \text{ daN}$$

$$F_v = 32000 \text{ daN} < 75042,443 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, l'âme du poteau résiste dans la zone cisillée.

**VII.3.1. Assemblage poteau – poutre secondaire (IPE 270 – IPE 270)**

Le principe de l'assemblage est de souder une platine avec les semelles et l'âme de la poutre, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre les mêmes percages qui sont effectués sur l'aile du poteau, pour permettre son assemblage avec le poteau.

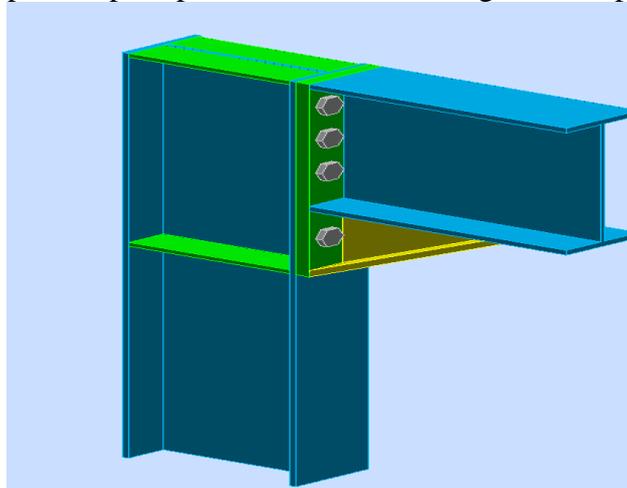


Figure VII.2. Assemblage poteau-poutre.

### VII.3.1.1. les efforts sollicitants

D'après le logiciel ROBOT AUTODESK, les efforts les plus sollicitants de l'assemblage à l'ELU avec:

$$V_{sd} = 4192 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = -5400 \text{ daN.m}$$

### VII.3.1.2. Soudure de la platine

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, et que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système des forces suivantes :

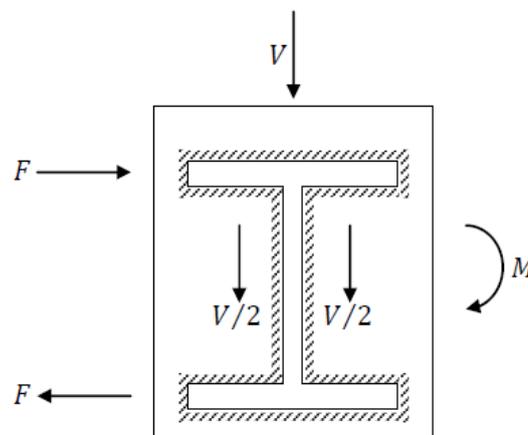


Figure VII.3. Assemblage poutre-platine

#### • Cordon de soudure

Hauteur de la platine :  $h = 410\text{mm}$

Epaisseur de la platine :  $\text{ép} = 20 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle HEA260 :  $t_f = 10.2 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 260 :  $t_w = 6,6 \text{ mm}$

– Soudure de la semelle de la poutre sur la platine

$$3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 5,1\text{mm}$$

– Soudure de l'âme de la poutre sur la platine

$$3\text{mm} \leq a_w \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a_w \leq 3,3\text{mm}$$

On prend :  $\begin{cases} a_f = 5\text{mm} \\ a_w = 3\text{mm} \end{cases}$

#### • Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{5400}{0,270 - 0,0102} = 17321,02 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 283,8mm$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 283,8 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 36121,842 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 17321,02 \text{ daN} < F_{w,rd} = 36121,842 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

• **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\sum l = 249,6 \text{ mm}$

$$F_{v,Rd} = \frac{3 \times 2496 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 15563,515 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4192 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 15563,515 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, la soudure de l'âme résiste au cisaillement.

**VII.3.1.3. Disposition constructive**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre de boulons de diamètres différents dans un même assemblage.

On prend deux files de 4 boulons Ø20 classe HR 10.9  $\begin{cases} f_{yb} = 900MPa \\ f_{ub} = 1000MPa \end{cases}$

L'épaisseur la plus mince :  $t = \min(t_f ; t_{platine}) = \min(10,2 ; 20) = 10,2 \text{ mm}$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

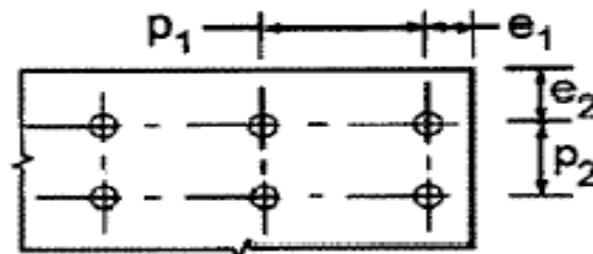


Figure VII.4.Symboles pour les entraxes des fixations.

➤ **Entraxe vertical ( $p_1, p_2$ )**

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 70\text{mm}$ .

3  $d_0 \leq p_2 \leq 14t$  Alors on prend  $p_2 = 140\text{mm}$ .

➤ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 53\text{mm}$

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 77\text{mm}$ .

**VII.3.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé**

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 10,2 \times \sqrt{\frac{135}{6,6}} = 46,13\text{mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée ; donc tous les boulons sont tractés.

**VII.3.1.5. Vérification à la traction**

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2}$$

Avec :

$F_{t,Sd}$  : l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$h_i$  : est la distance entre le boulon et l'axe l'aire du jarret avec :

$h_1 = 53\text{mm}$

$h_2 = 123\text{mm}$

$h_3 = 193\text{mm}$

$h_4 = 333\text{mm}$

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{5400 \times 0.333}{2 \times (0.053^2 + 0.123^2 + 0.193^2 + 0.333^2)} = 5413,79 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{245 \times 1000}{1.25} = 17640 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 5413,79 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 17640 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors le boulon résiste à la traction.

**VII.3.1.6. Vérification au non poinçonnement de la platine**

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 32,4 \times 20 \times 360}{1.25} = 35159,9616 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 5413,79 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 35159,9616 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors la platine résiste au poinçonnement.

**VII.3.1.7. Vérification au glissement**

$$V_{sd} \leq n F_{s,Rd}$$

Avec : n le nombre de boulons n = 8

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{t,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{Boulons utilisés pour des trous normaux} \\ n=1 \quad \text{un seul plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé ; classe de surface C)} \end{array} \right.$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 17640}{1,1} = 4810,9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{4192}{8} = 524 \text{ daN} \leq F_{s,Rd} = 4810,9 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors le boulon résiste au glissement.

**VII.3.1.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue**

$$F_v \leq F_{t,Rd} = \frac{f_y \times b_{eff} \times t_w}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_w + 5(t_{fc} + r) = 10,2 + 2\sqrt{2} \times 3 + 5(10,2 + 15) = 144,68 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \times b_{eff} \times t_w}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 135 \times 6,6}{1,1} = 19035 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{5400}{0,270 - 0,0102} = 20785,2194 \text{ daN}$$

$$F_v = 20785,219 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 19035 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors l'âme du poteau est stable dans la zone tendue.

**VII.3.1.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée**

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 2(10,2) + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5 \times (10,2 + 15) + 2 \times 20 = 200,5 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b = 135$$

$$\begin{cases} \sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y & \rightarrow k_c = 1 \\ \sigma_{c,sd} > 0,7 f_y & \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd} / f_y \end{cases}$$

Avec

$\sigma_{c,sd}$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\begin{cases} N_{sd} = 4435 \text{ daN} \\ M_{sd} = 5400 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{44,35 \times 10^3}{4590} + \frac{54 \times 10^4}{5790 \times 10^4} \times 135 = 13,56 \text{ daN/mm}^2 \leq 0,7 \times 23,5 = 16,45 \text{ daN/mm}^2$$

Condition vérifiée.

$$k_c = 1$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0,72 & \rightarrow \rho = 1 \\ \bar{\lambda}_p > 0,72 & \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 \end{cases}$$

Avec :  $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) = 270 - 2(10,2 + 15) = 219,6 \text{ mm}$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{13,5 \times 219,6 \times 235}{210000 \times 6,6^2}} = 0,81 > 0,72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,81 - 0,2) / 0,81^2 = 0,93$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 135 \times 0,93 \times 6,6 \times 235}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{135}{270}\right)^2}} = 153789,9 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{5400 \times 0,053}{5,3 + 12,3 + 19,3 + 33,3} = 1691,39 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{5400 \times 0,123}{5,3 + 12,3 + 19,3 + 33,3} = 3925,31 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{5400 \times 0,193}{5,3 + 12,3 + 19,3 + 33,3} = 6159,22 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{5400 \times 0,333}{5,3 + 12,3 + 19,3 + 33,3} = 10531,32 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 22507,24 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 22507,24 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 153789,9 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors l'âme du poteau est stable dans la zone comprimée.

### VII.3.3. Assemblage poutre – solive (IPE 330 – IPE 140)

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE140 avec l'âme de la poutre IPE330, avec une file verticale de deux boulons.

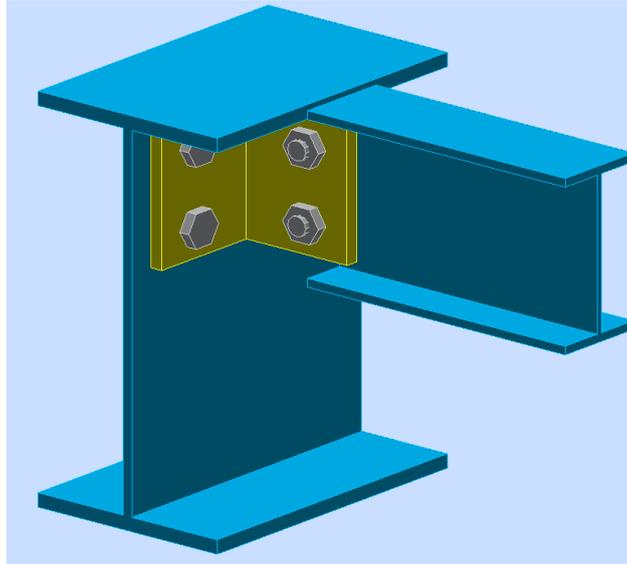


Figure VII.5. Assemblage poutre-solive.

#### VII.3.3.1. Efforts sollicitants

D'après le logiciel AUTODESK TOBOT, les efforts les plus sollicitants de l'assemblage sont à l'ELU avec :

$$V_{sd} = 2604 \text{ daN}$$

#### VII.3.3.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 112 mm
- Le gousset est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement  $l = 100 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = \times \frac{1.25}{(100 - 2 \times 18) \times \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 3,748 \text{ mm}$$

On prend L 100×100×10

#### VII.3.3.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø16 classe 8.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min (t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min (4.7 ; 10) = 4.7 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

- **Entraxes ( $p_1$ )**

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 65$  mm.

- **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 22$  mm.

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 45$  mm.

### VII.3.3.4. Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 6028,8 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant ( $V_{sd}$ )**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{2604}{4} = 651 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment ( $V_{m,sd}$ )**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd} \times e_2}{z}}{p_1} = \frac{\frac{2604}{z} \times 0,045}{0,065} = 901,38 \text{ daN}$$

- **Cisaillement total ( $V_{T,sd}$ )**

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V''_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(651)^2 + (901,38)^2} = 1111,88 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 1111,88 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 6028,8 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, la résistance au cisaillement est assurée.

Chapitre VIII: infrastructure  
**Chapitre VIII: infrastructure**

## VIII.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction ont pour objet de transmettre toutes les charges de la superstructure au sol, elles sont donc la partie fondamentale de l'ouvrage car elles assurent la stabilité générale de la structure.

Le calcul se fait d'abord sur les pieds de poteaux et leur assemblage, c'est la partie transitoire entre la superstructure et l'infrastructure. L'étude des fondations demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

## VIII.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant certains critères essentiels tel que :

- Type de construction.
- Stabilité totale du bâtiment.
- Caractéristique du sol.
- La nature et le poids de la superstructure.
- Solution économique et facile à réaliser.

## VIII.3. LE RAPPORT GEOTECHNIQUE

### VIII.3.1. investigation In-situ

Les investigations en matière géologique et géotechnique ont été portées par LHCO sur :

- huit (08) essais pénétrométriques réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique lourd « GEOTOOL » type B2 donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur.
- Deux (02) sondages carottés de 25m et 20m de profondeur réalisés à l'aide d'une sondeuse qui a permis de prélever des échantillons intacts pour les analyses au laboratoire afin d'établir une coupe géologique des sols rencontrés (ANNEXE A).

### VIII.3.2. Aperçu géologique du site

Les sondages nous donnent un terrain d'argile marron avec passage de calcaire recouvert d'une couche de tuf sableux et grès, le tout reposant sur une roche calcaire. A l'est les couches de grès et de tuf ont tendance à disparaître. La couche de terre végétale et remblai est importante jusqu'à 5m (ANNEXE A).

### VIII.3.3. caractéristique géotechnique

D'après le rapport géotechnique effectué (ANNEXE A):

- $\sigma_{sol} = 1,4 \text{ bar}$

### VIII.3.4. Recommandations

- Les fondations seront superficielles de type radier général.
- Les ancrages à 4.5 m de profondeur.
- Eviter de poser les fondations sur les remblais.
- Poser les fondations sur le même type de sol.

## VIII.4. PIED DE POTEAU

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés.

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrages noyées dans le béton.

Pour cette structure, nous avons choisi le type encastré.

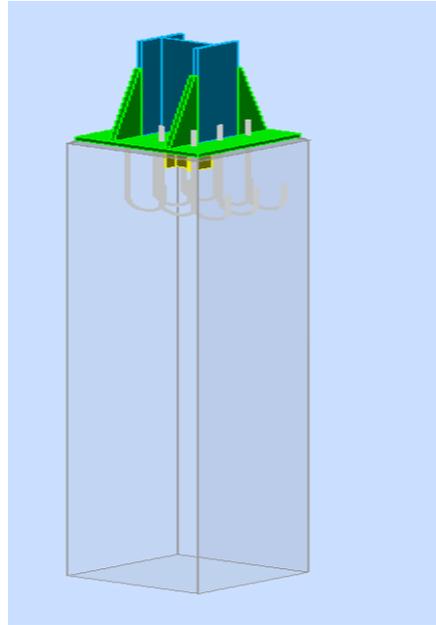


Figure VIII.1. Assemblage pied de poteau encastré.

### VIII.4.1. Efforts sollicitant

D'après le logiciel AUTODESK ROBOT, les efforts les plus sollicitants de l'assemblage sont sous la combinaison 0.8 G - EX :

$$N_{t,sd} = 45140 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 26600 \text{ daN}$$

### VIII.4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

La plaque d'assise doit être dimensionnée afin de résister à l'effort de compression.

D'après le logiciel AUTODESK ROBOT, l'effort le plus défavorable à tenir en compte est sous la combinaison 1.2 Ey :

$$N_{c,sd} = 350000 \text{ daN}$$

- **Résistance du matériau de scellement :**

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

$\beta_j$  : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3.

$k_j$  : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5.

$f_{cd}$  : La résistance du béton à la compression.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

• Estimation de l'aire de la plaque d'assise

L'estimation de l'aire de la plaque d'assise est calculée en choisissant la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left( \frac{1}{h \times b} \times \left[ \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right]^2 ; \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right)$$

$$A_{c0} = \max \left( \frac{1}{h \times b} \times \left[ \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right]^2 ; \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right) = \max \left( \frac{1}{360 \times 300} \times \left[ \frac{3500000}{16.67} \right]^2 ; \frac{3500000}{16.67} \right)$$

$$A_{c0} = \max(408170 ; 209958)$$

$$A_{c0} = 408170 \text{ mm}^2$$

• Choix du type de la plaque d'assise

$A_{c0} \geq 0.95 h \times b \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{c0} < 0.95 h \times b \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$$A_{c0} = 408170 \text{ mm}^2 > 0.95 \times 360 \times 300 = 102600 \text{ mm}^2$$

Donc la plaque d'assise est à projection étendue.

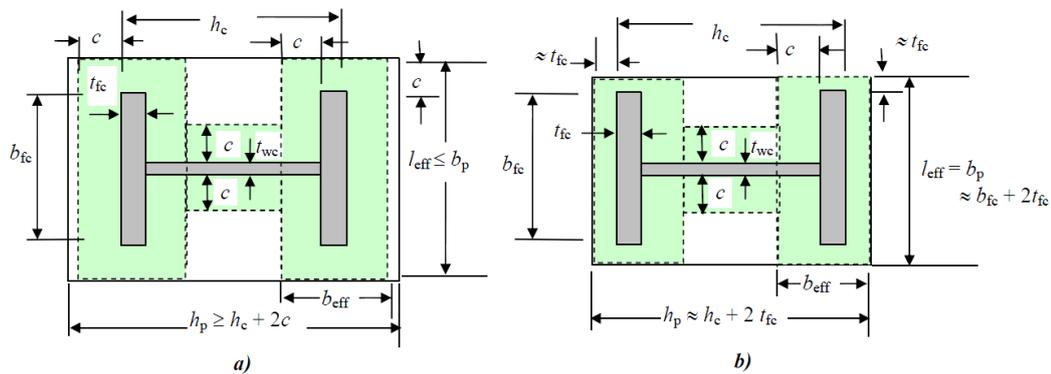


Figure VIII.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et a projection courte (b).

• Détermination de la largeur d'appui additionnelle

La valeur de la largeur d'appui additionnelle  $c$  est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré. Le calcul de cette dernière se fait selon les étapes suivantes :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes  $A$ ,  $B$  et  $C$ , sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise.

Pour cette structure la plaque d'assise est à projection étendue, alors :

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2b - t_w + h \\ C = (b t_f + 0.5 h t_w - t_f t_w) - \frac{N_{j,sd}}{2 f_j} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2 \times 300 - 12,5 + 360 = 947,5 \\ C = (300 \times 22,5 + 0,5 \times 360 \times 12,5 - 22,5 \times 12,5) - \frac{3500000}{2 \times 16,67} = -96260,25 \end{cases}$$

$$c = \frac{-947,5 + \sqrt{947,5^2 - 4 \times 2 \times (-96260,25)}}{2 \times 2} = 85,98 \text{ mm} \approx 86 \text{ mm}$$

$$c \approx 86 \text{ mm}$$

- **Détermination des dimensions de la plaque d'assise**

Les dimensions de la plaque d'assise à projection étendue se dénombrent comme suit :

h : hauteur de la section HEB360 → h = 360mm

b : la base de la section HEB360 → b = 300mm

$$b_p \geq b + 2c = 300 + 2 \times 86 = 472 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2c = 360 + 2 \times 86 = 532 \text{ mm}$$

On prend alors :

$$\begin{cases} b_p = 500 \text{ mm} \\ h_p = 600 \text{ mm} \end{cases}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque doit satisfaire la condition suivante:

$$t_p \geq t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}}$$

$$t_p \geq t_{p,min} = 86 \times \sqrt{\frac{3 \times 16,67 \times 1,1}{235}} = 41,60 \text{ mm}$$

On prend :  $t_p = 42 \text{ mm}$  → épaisseur de la plaque d'assise.

### VIII.4.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec 3 files de 3 tiges d'encrage  $\varnothing 20$  de classe 8.8.

$$t = t_p = 42 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes ( $p_1, p_2$ )**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 2,2 \times 22 \leq p_1 \leq 14 \times 42 \rightarrow 48,5 \leq p_1 \leq 588 \text{ Alors on prend } p_1 = 120 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 3 \times 22 \leq p_2 \leq 14 \times 42 \rightarrow 66 \leq p_2 \leq 588 \text{ Alors on prend } p_2 = 150 \text{ mm.}$$

➤ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 26,4 \leq e_1 \leq 504 \rightarrow \text{Alors on prend } e_1 = 240 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 33 \leq e_2 \leq 504 \rightarrow \text{Alors on prend } e_2 = 160 \text{ mm.}$$

### VIII.4.4. Vérification de la résistance du pied de poteau

#### VIII.4.4.1 Vérification de la résistance à la compression

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par des tronçons en T équivalents comprimés, un pour chaque semelle et un pour l'âme du poteau.

Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance de calcul à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui par la résistance du matériau de scellement.

$$F_{c,Rd} = (2 A_f + A_w) f_j$$

Sachant que :

$$A_f = (b + 2 c)(2 c + t_f)$$

$$A_f = (300 + 2 \times 86)(2 \times 86 + 22,5) = 91804 \text{ mm}^2$$

$$A_w = (h - 2 c - 2 t_f)(2 c + t_w) = 26383,5 \text{ mm}^2$$

$$F_{c,Rd} = (2 \times 91804 + 26383,5) \times 16,67 = 3500558,3 \text{ N} = 350055,83 \text{ daN}$$

$$N_{c,sd} = 350000 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 350055,83 \text{ daN}$$

La condition  $N_{c,sd} \leq F_{c,Rd}$  est vérifiée, donc le pied de poteau résiste à la compression.

#### VII.4.4.2. Vérification de la résistance à la traction

Pour déterminer la résistance de l'assemblage à la traction face aux efforts de soulèvement on modélise ce dernier par un tronçon en T équivalent, tendu de l'âme. Cette résistance correspondra à la plus petite des résistances des modes de ruines de ce dernier.

##### VII.4.4.2.1. Résistance des tiges d'encrage

La résistance de calcul des boulons d'ancrage  $F_{t,Rd,anchor}$  est égale à la plus petite des valeurs entre la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage  $F_{t,Rd}$ , et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage  $F_{t,bond,Rd}$ .

$$F_{t,Rd,anchor} = \min(F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd})$$

Sachant que :

- $F_{t,bond,Rd}$  : est la résistance de l'adhérence de la tige avec le béton.

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi d l_b f_{bd}}{\alpha}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \times \frac{132 - d}{100}$$

- $d$  : Diamètre de la tige  $d = 20 \text{ mm}$ .

- $l_b$  : L'encrage dans le béton  $l_b = 640 \text{ mm}$ .

- $f_{ck}$  : Résistance du béton  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ .

- $\alpha$  : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet  $\rightarrow \alpha = 0,7$

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{25} \cdot 132 - 20}{1,5} = 1,34$$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{3,14 \times 20 \times 640 \times 1,34}{0,7} = 76938,98 \text{ N} = 7693,897 \text{ daN}$$

-  $F_{t,Rd}$  : Résistance de la tige à la traction

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{245 \times 800}{1,5} = 117600 \text{ N} = 11760 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = F_{t,bond,Rd} = 7693,897 \text{ daN}$$

#### VIII.4.4.2.2. Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu

La longueur participante du tronçon en T est la suivante

- Mécanisme circulaire :  $l_{eff,cp} = 2 \pi m$
- Mécanisme non circulaire :  $l_{eff,nc} = 4 m + 1,25 e$

Sachant que :

$$m = \frac{p_2}{2} - \frac{t_w}{2} - 0,8 \sqrt{2 a}$$

-  $a$  : cordon de soudure pris égal  $a_w = 12 \text{ mm}$

$$m = \frac{150}{2} - \frac{12,5}{2} - 0,8 \sqrt{2 \times 12} = 64,83 \text{ mm}$$

$$e = e_2 = 160 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 \times 3,14 \times 64,83 = 407,13 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 4 \times 64,83 + 1,25 \times 160 = 459,32 \text{ mm}$$

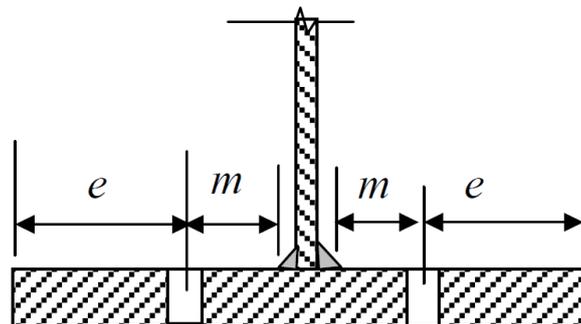


Figure VIII.3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

VIII.4.4.2.3. Modes de ruine

Les modes de ruine possibles d'un tronçon en T équivalent tendu sont résumés dans le suivant :

Mode	Description	schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$
Mode 2	Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m + n} + \frac{2 n F_{t,Rd,anchor}}{m + n}$
Mode 3	Ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor}$
Mode 4	Plastification de l'âme tendue		$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,t} = l_{eff,1}$
Mode 1-2	Ruine par plastification en flexion de la semelle conjointement avec la séparation de la plaque d'assise de la fondation du fait de l'allongement du boulon d'ancrage (effort de levier annulé). Ce mode de ruine remplace les premier et deuxième modes de ruine.		$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m}$
$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1}; \quad m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}}; \quad l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc})$ $M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2}; \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad n = \min(e; 1.25 m)$			

Tableau VIII.1. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.

➤ **Vérification de la présence d'un effet de levier**

Le mode de ruine 1-2 peut remplacer les premier et deuxième modes si la condition suivante relative à l'existence d'un effet de levier est satisfaite :

$$L_b > L_b^*$$

Sachant que :

- $L_b$  : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage  $L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5k$

- $t_{wa}$  : Epaisseur de la rondelle  $t_{wa} = 4\text{ mm}$

- $k$  : Epaisseur de l'écrou  $k = 0.8d$

- $e_m$  : Epaisseur de mortier de calage  $e_m = 50\text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 20 + 50 + 42 + 4 + 0,5 \times 0,8 \times 20 = 264\text{mm}$$

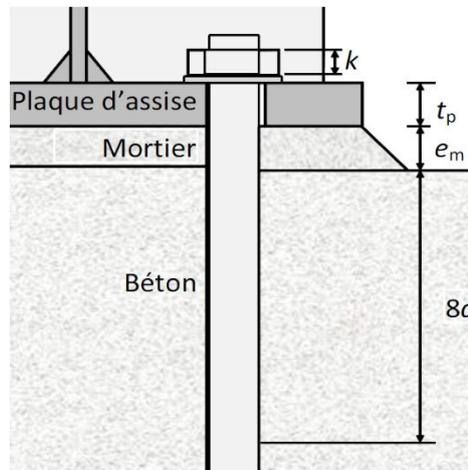


Figure VIII.4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

- $L_b^*$  : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8.8 m^3 A_s}{l_{eff,1} t_p^3} \quad [44]$$

$$L_{eff,1} = l_{eff,cp} ; l_{eff,nc} = 407,13\text{ mm} \quad [45]$$

$$L_b^* = \frac{8.8 \times 64,83^3 \times 245}{407,13 \times 42^3} = 20 < L_b$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

**VIII.4.4.2.4. Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction**

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la plus petite valeur de résistance des modes de ruine.

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

- **Mode 1-2**

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 407,13 \text{ mm}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_y}{4 \gamma_{m0}}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{42^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 94213,63 \text{ N} = 9421,36 \text{ daN}$$

$$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 9421,363 \times 0.407 = 3834,5 \text{ daN.m}$$

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$$

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 \times 3834,5}{0,06483} = 236588 \text{ daN}$$

- **Mode 3**

$$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor}$$

$$F_{t,3,Rd} = 2 \times 7693,897 = 15387,8 \text{ daN}$$

- **Mode 4**

$$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{t,4,Rd} = \frac{407,13 \times 12,5 \times 235}{1.1} = 1087222,15 \text{ N} = 108722,215 \text{ daN}$$

- **Valeur de la résistance finale**

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

$$F_{t,Rd} = F_{t,3,Rd} = 15387,8 \text{ daN}$$

L'assemblage comporte 3 rangées de boulons, alors la valeur de la résistance est :

$$F_{T,Rd} = 3 F_{t,Rd} = 46163,4 \text{ daN}$$

$$N_{t,Sd} = 45140 \text{ daN} < F_{T,Rd} = 46163,4 \text{ daN}$$

La condition  $N_{t,Sd} < F_{T,Rd}$  est vérifiée, alors l'assemblage résiste à la traction.

#### VIII.4.4.2.5. Vérification de la soudure

➤ **Cordon de soudure**

Epaisseur de la semelle HEB 360 :  $t_f = 22,5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEB360 :  $t_w = 12,5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 15 \text{ mm}$

On prend une valeur commune:  $a = 7 \text{ mm}$

➤ **soudure de la semelle à la traction**

$$F_{T,Sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 321,4 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{7 \times 321,4 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 572705,6 \text{ N} = 57270,56 \text{ daN}$$

$$N_{t,Sd} = 45140 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 57270,56 \text{ daN}$$

La condition  $N_{t,Sd} < F_{t,Rd}$  est vérifiée, alors le cordon de soudure résiste à la traction.

#### VIII.4.4.2.6. Vérification au non poinçonnement de la plaque

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$t_p$  : épaisseur de la plaque d'assise,  $t_p=42\text{mm}$ .

$d_m$  : diamètre moyen (entre cercles inscrit et circonscrit) de la tête du boulon ou de l'écrou, en prenant la plus petite des deux valeurs,  $d_m=32,4\text{mm}$ .

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 32,4 \times 42 \times 360}{1.25} = 738359,2 \text{ N} = 73835,92 \text{ daN}$$

$n$  : nombre de boulons  $n=9$ .

$$F_{t,Sd} = 45140 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 664523,28 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, la plaque résiste au poinçonnement.

#### VIII.4.4.3. Vérification au cisaillement

Pour assurer la transmission des efforts de cisaillement au bloc de béton on doit vérifier :

- Le cisaillement des boulons d'ancrage
- La résistance par frottement entre la plaque d'assise et le béton

Si les deux conditions ne sont pas suffisantes on peut aller à l'utilisation des bèches de cisaillement.

Dans le cas des assemblages sollicités à la traction, aucune résistance au cisaillement par friction ne peut se développer ce qui est notre cas.

**VIII.4.4.3.1. Vérification des tiges d'encrage**

$$V_{sd} < n F_{v,Rd}$$

Avec :  $n$  Nombre de tiges d'encrage

$$9 \times F_{v,Rd} = 9 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$9 \times F_{v,Rd} = 9 \times 0.6 \times \frac{245 \times 800}{1.25} = 846720 \text{ N} = 84672 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 56600 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 84672 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors les tiges d'ancrage résistent au cisaillement.

**VIII.4.4.3.2. Vérification de la soudure**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

– La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

– La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 321,4 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{7 \times 321,4 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 567612,14 \text{ N} = 56761,214 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 55600 \text{ daN} < F_{v,rd} = 56761,214 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, les cordons de soudure résistent à l'effort.

**VIII.4.4.3.3. Vérification de la pression diamétrale**

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(3,63; 1,56; 2,22; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 20 \times 42}{1.25} = 604800 \text{ N} = 60480 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{9} = 56600 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 60480 \text{ daN}$$

La condition  $\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$  est vérifiée.

**VIII.4.4.4. Vérification de la combinaison traction cisaillement**

$$\frac{V_{sd}}{n \times F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{56600}{56761,214} + \frac{45140}{1.4 \times 46163,4} = 0,96 < 1$$

La condition  $\frac{V_{sd}}{n \times F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$  est vérifiée, alors la résistance à la traction et cisaillement combinés est vérifiée.

**VIII.5.CALCUL DES FONDATIONS**

Pour les fondations de ce bâtiment nous proposons un radier général sur le quel il y'aura des futs afin de traverser la couche de remblais. Ces derniers seront assemblés aux poteaux de la superstructure, assemblage respectivement calculé ci-dessus.

**VIII.5.1. Radier général**

Un radier est une dalle pleine qui représente la base de la structure sous toute sa surface, cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, pour ce bâtiment on opte pour un radier de dalle massive.

**VIII.5.1.1. Calcul de l'épaisseur du radier**

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les poteaux de l'ossature, ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

L'épaisseur ( $h_r$ ) du radier est définie comme suit :

Condition forfaitaire

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{max}}{5}$$

Sachant que:

-  $l_{max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux  $l_{max}=4,53$  m

Donc :  $0,57 \text{ m} \leq h_r \leq 0,90 \text{ m}$

Condition de rigidité

$$l_{max} = \frac{\pi}{2} l_e \quad \text{avec} \quad l_e = \left( \frac{4EI}{Kb} \right)^{\frac{1}{4}} = \left( \frac{4E \frac{bh_r^3}{12}}{Kb} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Avec :

$l_e$  : Longueur élastique.

$E$  : Module d'élasticité du béton.

$b$  : Largeur du radier.

$I$  : Inertie de la section du radier.

$K$  : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen ( $K = 40$  MPa).

Donc :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2l_{max}}{\pi}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,53}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32000}} = 0,64 \text{ m}$$

➤ **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05f_{c28} \quad [46]$$

On prend la plus grande partie du bâtiment  $\begin{cases} l_x = 4,53 \text{ m} \\ l_y = 4,30 \text{ m} \end{cases}$

$$V_{ux} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} \quad \rightarrow \quad V_{ux} = \frac{0,14 \times 4,53 \times 4,30}{2 \times 4,30 + 4,53} = 0,207 \text{ MN}$$

$$V_{uy} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{3l_y} \quad \rightarrow \quad V_{uy} = \frac{0,14 \times 4,53 \times 4,30}{4,30} = 0,212 \text{ MN}$$

$$V_u = \max(V_{ux}, V_{uy}) = 0,212 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{0,212}{0,9h \times 1} \leq 1,25 \quad \leftrightarrow \quad h \geq 0,188 \text{ m}$$

➤ **Condition de non poinçonnement**

Nous effectuons la vérification pour le voile reprenant la plus grande proportion de charges verticales :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_r \times f_{c28} \quad [47]$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ( $N_u = 350000 \text{ daN}$ )

$U_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier d'où :

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h_r)$$

Avec les dimensions de la plaque d'assise :  $\begin{cases} a = 500 \text{ mm} \\ b = 600 \text{ mm} \end{cases}$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (a + b + 2h_r) \times h_r \times f_{c28}$$

On soutire :  $h_r \geq 85,04 \text{ cm}$

➤ **Choix final**

L'épaisseur qui répond à toutes les conditions citées ci-dessus est :  $h_r = 90 \text{ cm}$

**VIII.5.1.2. calcul du débord du radier**

La surface du radier doit être au moins égale à celle du bâtiment augmentée de bords pour les conditions de coffrage.

$$l_d = \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(45; 30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

On prend  $l_d = 45 \text{ cm}$

**VIII.5.1.3. caractéristiques géométriques du radier**

La surface du radier est :

$$S_r = S_B + S_d = 458,9 \text{ m}^2$$

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} l_x = 24,6 \text{ m} \\ l_y = 18,65 \text{ m} \end{cases}$$

– **Centre de gravité du radier**

$$\begin{cases} x_{Gr} = 12,3 \text{ m} \\ y_{Gr} = 9,32 \text{ m} \end{cases}$$

– **Centre de masse de la structure**

$$\begin{cases} x_{Gs} = 12,3 \text{ m} \\ y_{Gs} = 9,47 \text{ m} \end{cases}$$

– **Excentricité**

$$\begin{cases} e_x = |x_{Gr} - x_{Gs}| = |12,3 - 12,3| = 0 \text{ m} \\ e_y = |y_{Gr} - y_{Gs}| = |9,32 - 9,47| = 0,15 \text{ m} \end{cases}$$

– **Calcul des inerties**

$$\begin{cases} I_x = 41535,713 \text{ m}^4 \\ I_y = 38328,44 \text{ m}^4 \end{cases}$$

**VIII.5.1.4. Evaluation des charges agissantes sur le radier**

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

– **Effort normal du au charges verticales**

La charge est calculée comme suit :

$$\text{ELU: } N_{ELU} = N_u + 1,35 \times (N_{radier} + N_{voile})$$

$$\text{ELS: } N_{ELS} = N_s + N_{radier} + N_{voile}$$

• **Masse de la superstructure**

$$\text{ELU: } N_u = 5815711,4 \text{ daN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 3943209,7 \text{ daN}$$

• **Masse du voile périphérique :**

Le voile est d'épaisseur 20 cm le long de la structure d'une longueur de  $l = 100$  m sur une hauteur de 4,50 m

$$N_{voile} = e \times l \times h \times \gamma_b = 175000 \text{ daN}$$

- **Masse du radier :**

$$N_{radier} = S_r \times h_r \times \gamma_b = 458,9 \times 0,90 \times 2500 = 1032525 \text{ daN}$$

Alors :

$$\text{ELU} : N_{ELU} = 5815711,4 + 1,35(1032525 + 175000)$$

$$N_{ELU} = 7445870,15 \text{ daN}$$

$$\text{ELS} : N_{ELS} = 3943209,7 + 1032525 + 175000$$

$$N_{ELS} = 5150734,7 \text{ daN}$$

- **Moment d'excentricité dus aux charges verticales**

On a la formule suivante :

$$M = \bar{N} \times e$$

Avec :  $\bar{N} = N_T - N_{radier}$

Alors :

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_{ux} = \bar{N}_{ELU} \times e_x = 6413345,15 \times 0 = 0 \text{ daN.m} \\ M_{uy} = \bar{N}_{ELU} \times e_y = 6413345,15 \times 0,15 = 294382 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} M_{sx} = \bar{N}_{ELS} \times e_x = 4118209,7 \times 0 = 0 \text{ daN.m} \\ M_{sy} = \bar{N}_{ELS} \times e_y = 4118209,7 \times 0,15 = 617731,455 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment de renversement dus au séisme**

$$M_E = M_0 + V_0 D$$

Avec :

$$\begin{cases} M_0 : \text{Moment sismique à la base de la structure} \\ T_0 : \text{effort tranchant à la base de la structure} \\ D : \text{profondeur de l'infrastructure} \end{cases}$$

**Sens X-X :**

$$M_0 = 7576325 \text{ daN.m}$$

$$V_0 = 383284,4 \text{ daN}$$

Donc :  $M_{Ex} = 7576325 + 4,5 \times 383284,4 = 9301104,8 \text{ daN.m}$

**Sens Y-Y:**

$$M_0 = 4153571,3 \text{ daN.m}$$

$$V_0 = 383284,4 \text{ daN}$$

Donc :  $M_{Ey} = 4153571,3 + 4,5 \times 383284,4 = 5878351,1 \text{ daN.m}$

### VIII.5.1.5. Stabilité au renversement

La vérification de la stabilité au renversement est donnée par la formule suivante :

$$\frac{M_{stat}}{M_E} \geq 1.5$$

Avec :

$$\begin{cases} M_{stat}: \text{moment stabilisant du radier} \\ M_E: \text{moment de renversement dus aux forces sismique} \end{cases}$$

#### Sens X-X

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (x_{Gr} - e_x) = 5150734,7 \times (12,3 - 0) = 63354036,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ex} = 9301104,8 \text{ daN.m}$$

$$\frac{63354036,81}{9301104,8} = 6,81 \geq 1.5$$

#### Sens Y-Y

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (y_{Gr} - e_y) = 5150734,7 \times (9,32 - 0,15) = 47232237,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ey} = 5878351,1 \text{ daN.m}$$

$$\frac{47232237,2}{5878351,1} = 8,03 \geq 1.5$$

Donc il n'y a pas un risque de renversement

### VIII.5.1.6. Evaluation et Vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4}$$

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  sont respectivement les contraintes de compression.

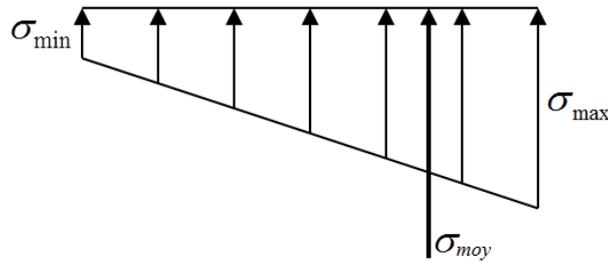


Figure VIII.5. Distribution de contrainte sur le radier

La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 0.14 \text{ MPa}$ , les contraintes moyennes devront donc satisfaire les conditions suivantes :

ELU :  $\sigma_{moy} \leq 1.33 \sigma_{sol} = 0,186 \text{ MPa}$

ELS:  $\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol} = 0,14 \text{ MPa}$

RPA :  $\sigma_{moy} \leq 1.33 \sigma_{sol} = 0,186 \text{ MPa}$

$$\text{ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELU}}{S_r} + \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0,163 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELU}}{S_r} - \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0,156 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0,161 < 0,186 \text{ MPa} \quad \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0,114 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0,110 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0,113 < 0,14 \text{ MPa} \quad \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Sens X-X

$$\text{RPA : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} + \frac{M_{Ey}}{I_y} x_{Gr} = 0,182 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} - \frac{M_{Ey}}{I_y} x_{Gr} = 0,079 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0,156 < 0,186 \text{ MPa} \quad \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Sens Y-Y

$$\text{RPA : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} + \frac{M_{Ex}}{I_x} y_{Gr} = 0,179 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} - \frac{M_{Ex}}{I_x} y_{Gr} = 0,112 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0,162 < 0,186 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

### VIII.5.1.7. Calcul du ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Le radier est divisé en panneaux qui sont calculés comme une dalle appuyée sur 4 cotés en prenant en compte la contrainte du sol. Le calcul se fait à la flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

On prend le panneau le plus défavorable  $\begin{cases} l_x = 4,53 \text{ m} \\ l_y = 4,30 \text{ m} \end{cases}$

$\begin{cases} \text{Si } 0 < \alpha < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ \text{Si } 0.4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$

Avec :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,53}{4,30} \approx 1$$

Donc la dalle du radier porte sur les deux sens.

Selon les conditions composées par le BAEL9 [47], les moments fléchissant développés au centre du panneau sont :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

Sachant que :

$$\mu_x = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4\alpha)} = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4 \times 1)} = 0,037$$

$$\mu_y = \alpha^3 \times (1,9 - 0,9\alpha) = 1$$

Les charges exercées sur les panneaux du radier sont équivalentes aux contraintes moyennes.

ELU :  $q_{ELU} = \sigma_{moy} = 0,161 \text{ MPa}$

ELS:  $q_{ELS} = \sigma_{moy} = 0,113 \text{ MPa}$

RPA :  $q_{RPA} = \sigma_{moy} = 0,162 \text{ MPa}$

➤ **Sens de la petite portée (Y-Y)**

**ELU :**

$$M_x = 0,037 \times 0,161 \times 4,30^2 = \mathbf{11014,5 \text{ daN.m/ml}}$$

**a) En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 8260,87 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} b = 1 \\ f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.9 \times 0.9 = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0.0826}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.01$$

$$\mu_u = 0.01 < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Travér}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.805 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.013 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0.0826}{0.805 \times 348} = 0.294 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.94 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2$

### b) En appuis

$$M_{tx} = 0.5M_x = 5507.25 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.055}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.006$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = 0.006 < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.008) = 0.807 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.008 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.055}{0.807 \times 348} = 0.195 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**ELS :**

$$M_x = 0,037 \times 0,113 \times 4,30^2 = 7730,7 \text{ daN.m}$$

**a) En travée**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 5798,02 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,058}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0,006$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.008) = 0.807 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.008 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,058}{0,807 \times 348} = 0,206 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2,06 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,81}{400} = 0,978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) En appuis**

$$M_{tx} = 0.5M_x = 3865,35 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,039}{1 \times 0,66 \times 14,16} = 0,004$$

$$\mu_u = 0,004 < \mu_R = 0,392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,005) = 0,808 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004}) = 0,005 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,039}{0,808 \times 348} = 0,138 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1,38 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,81}{400} = 0,978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9,78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**RPA :**

$$M_x = 0,037 \times 0,162 \times 4,30^2 = \mathbf{11082,906 \text{ daN.m}}$$

**a) En travée**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 8312,18 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 0,81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,083}{1 \times 0,66 \times 14,16} = 0,009$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392$$

La section est à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,011) = 0,806 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009}) = 0,011 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,083}{0,806 \times 348} = 0,295 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) En appuis**

$$M_{tx} = 0.5M_x = 5541,45 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,055}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0,006$$

$$\mu_u = 0,006 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0,4 \times 0,008) = 0,807 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0,008 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,055}{0,807 \times 348} = 0,195 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1,95 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Sens de la grande portée (X-X)**

**ELU :**

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 1 \times 11014,5 = 11014,5 \text{ daN.m/ml}$$

**a) En travée**

$$M_{ty} = 0.75M_y = 8260,875 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0.083}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.008$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Travér}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.01) = 0.806 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) = 0.01 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0.083}{0.806 \times 348} = 0.295 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.95 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/ml$

### b) En appuis

$$M_{ty} = 0.5M_y = 5507,25 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0.055}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.006$$

$$\mu_u = 0.006 < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.0075) = 0.807 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.0075 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0.055}{0.807 \times 348} = 0.195 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2$

**ELS :**

$$M_y = 1 \times 7730,7 = 7730,7 \text{ daN.m}$$

**a) En travée**

$$M_{ty} = 0.75M_y = 5798,025 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,058}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0,006$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0,0075) = 0.807 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0,0075 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,058}{0,807 \times 348} = 0,206 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2,06 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/ml$

**b) En appuis**

$$M_{tx} = 0.5M_y = 3865,35 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,039}{1 \times 0,66 \times 14,16} = 0,004$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,005) = 0,808 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004}) = 0,005 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,039}{0,808 \times 348} = 0,138 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1,38 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,81}{400} = 0,978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9,78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**RPA :**

$$M_y = 1 \times 11082,906 = 11082,906 = \text{daN.m}$$

**a) En travée :**

$$M_{ty} = 0,75M_y = 8312,2 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 0,81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,083}{1 \times 0,66 \times 14,16} = 0,01$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392$$

Dans ce cas là la section à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,013) = 0,805 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,013 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,083}{0,805 \times 348} = 0,296 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2,96 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2$

**b) En appuis**

$$M_{ty} = 0.5M_y = 5541,5 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,055}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0,006$$

$$\mu_u = 0,006 < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0,0075) = 0.807 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0,0075 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,055}{0.807 \times 348} = 0,195 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1,95 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

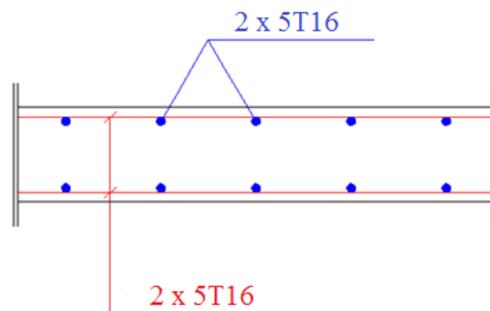


Figure VIII.6. Schéma statique du ferrailage du radier.

**VIII.5.2. Voile périphérique**

Afin de donner plus de rigidité à la structure et une capacité et de reprendre les efforts de poussée des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé. Le voile pour cette infrastructure est une paroi verticale de 0,2m d'épaisseur en béton armé, effectué sur une profondeur de 4,5m.

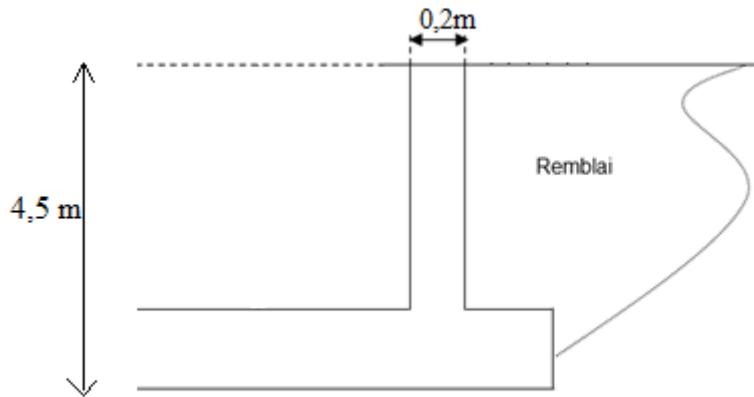


Figure VIII.7. Figure statique du voile périphérique

Selon le RPA 99 : le voile doit avoir les caractéristiques suivantes [48]:

- Epaisseur ≥ 15cm
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

**VIII.4.3.1. Evaluation des charges agissantes sur le voile**

Le voile est soumis à une contrainte permanente due à la poussée des terres :

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)^2$$

Avec

- $\gamma$  : poids volumique du remblai
- $h$  : hauteur du voile
- $\varphi$  : l'angle de frottement du remblai

$$P = \frac{1}{2} \times 1700 \times 4,5^2 \times \text{tg} \left( \frac{180}{4} - \frac{13,66}{2} \right)^2 = 10481,83 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELU} : Q_{ELU} = 1.35P = 1.35 \times 10481,83 = 14150,47 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS} : Q_{ELS} = P = 10481,83 \text{ daN/ml}$$

**VIII.4.3.2. Détermination du ferrailage du voile**

Le calcul se fait pour le panneau ayant la plus grande portée dans l'une de ses deux dimensions en fissuration préjudiciable

Le panneau le plus défavorable  $\begin{cases} l_x = 4,50 \text{ m} \\ l_y = 4,53 \text{ m} \end{cases}$

On doit vérifier que  $\begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$

Avec

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,50}{4,53} = 0,99 \approx 1$$

Donc la dalle du voile porte sur les deux sens

Les moments fléchissant développés au centre du panneau sont :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

➤ **Bande de largeur 1,00m parallèle à  $l_x$**

**ELU :**

$$M_x = 0,037 \times 14150,47 \times 4,50^2 = \mathbf{10602,24 \text{ daN.m}}$$

**a) En travée**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 7951,68 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,079}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0,174$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 0,18 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,24) = 0,162 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,174}) = 0,24 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,079}{0,162 \times 348} = 1,4 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 14 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\% \times B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 7T16 avec  $A_{st} = 14,07 \text{ cm}^2$

**b) En appuis**

$$M_{tx} = 0.5M_x = 5301,12 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,053}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0,116$$

$$\mu_u = 0,116 < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.11) = 0,177 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116}) = 0,154 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,053}{0,177 \times 348} = 0,860 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 8,60 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\% B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6T14 avec  $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**ELS :**

$$M_x = 0,037 \times 10481,83 \times 4,50^2 = 7853,51 \text{ daN.m}$$

**a) En travée**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 5890,13 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,059}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0,13$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392$$

Dans ce ca là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Travér}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0,174) = 0,167 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13}) = 0,174 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,059}{0,167 \times 348} = 1,015 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 10,1 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit un ferrailage 7T14 avec  $A_{st} = 10,78 \text{ cm}^2$

#### b) En appuis

$$M_{tx} = 0.5M_x = 3926,75 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,039}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0,09$$

$$\mu_u = 0,09 < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0,118) = 0,171 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09}) = 0,118 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,039}{0,171 \times 348} = 0,655 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 6,55 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on opte pour 6T12 avec  $A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$

➤ **Bande de largeur 1,00m parallèle à ly**

**ELU :**

$$M_y = 1 \times 10602,24 = 10602,24 \text{ daN.m}$$

**a) En travée**

$$M_{ty} = 0.75M_y = 7951,68 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,079}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0,174$$

$$\mu_u = 0,174 < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0,24) = 0,163 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,174}) = 0,24 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,079}{0,163 \times 348} = 1,39 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 13,9 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

On choisit un ferrailage 7T16 avec  $A_{st} = 14,07 \text{ cm}^2$

**b) En appuis**

$$M_{ty} = 0.5M_y = 5301,12 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,053}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0,116$$

$$\mu_u = 0,116 < \mu_R = 0,392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,15) = 0,170 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116}) = 0,15 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,053}{0,170 \times 348} = 0,895 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 8,95 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 6T14 avec  $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$

**ELS :**

$$M_y = 1 \times 7853,51 = 7853,51 \text{ daN.m}$$

**a) En travée**

$$M_{ty} = 0,75M_y = 5890,13 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 0,18 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,058}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0,128$$

$$\mu_u = 0,128 < \mu_R = 0,392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.103) = 0,167 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128}) = 0,171 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,058}{0,167 \times 348} = 0,998 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9,98 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 5T16 avec  $A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2$

### b) En appuis

$$M_{ty} = 0.5M_y = 3926,75 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{0,039}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0,08$$

$$\mu_u = 0,08 < \mu_R = 0.392$$

Dans ce cas là la section est à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.051) = 0,173 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08}) = 0,10 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,039}{0,173 \times 348} = 0,647 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 6,47 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

On choisit un ferrailage 6T12 avec  $A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$

# CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation universitaire, ainsi que de se familiariser avec les différents règlements et logiciel de calcul et de modélisation en les appliquant sur un cas réel.

Le parcours que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une structure métallique et tous les obstacles qui peuvent surgir lors d'une étude ainsi que la manière de les dépasser avec, notamment l'utilisation des logiciels de calcul et de dessin tels que Robot Millénium, Auto CAD, et SAP2000.

Et aussi l'application des règles de calcul à savoir le CCM 97, l'euro code 3 et 4, RPA99/Version2003 et le RNV 9.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites en tenant compte des actions environnantes les plus sévères telles que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

Notons enfin que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu par une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous

les objectifs tracés.

## Références bibliographiques

- [1] : Chapitre III: Critères de classification. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page 11, 12, 13.
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie). Page 22.
- [3] : 2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [4] : formule 3.3a .Article :3.3.1 :Partie quasi-statique. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [5] : formule 3 .2 .Article 3.3.1 :Partie quasi-statique. Partie quasi-statique. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [6] : formule 3.14. Article 3.3.4.2 : Bâtiment de grande hauteur. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [7] : formule 3.9. Tableau 3.1. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [8] : Annexe 2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [9] : formule 3.6. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [10] : formule 3.5. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [11] : formule 3.8a. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [12] : formule 3.8b. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [13] : 3.7a. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [14] : formule 3.7b. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [15] : formule 3.4. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

- [16] : formule 3.12.Article 3.3.3 :Facteur de pointe. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [17] : formule 3.11.Article 3.3.3: Facteur de pointe. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [18] : formule 2.5a. Article 2.4.6 :Intensité de turbulence. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [19] : formule 3.1.Article 3.3 :Formule générale. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [20] : tableau 55.1et 55.3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER «CCM97». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.
- [21] : Article 6-2-3: Force horizontale  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER «CCM97». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.
- [22] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- [23] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 1.
- [24] : Article 3.2 :Classification des ouvrages selon leur importance. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 14.
- [25] :Article 3.3 :Classification des sites. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 15.
- [26] :Article3.5 : Classification des ouvrages selon leur configuration. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 22.
- [27] :Article4.4.2 :Modélisation. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA99/ VERSION2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page25.
- [28] :Article 4.2.4 :Estimation de la période fondamentale de la structure. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 31.
- [29] : Tableau 4.6. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 31.

- [30] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 30.
- [31] :Article4.2.3 : Calcul de la force sismique totale. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 25.
- [32] : Tableau 4.1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 26.
- [33] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 26.
- [34] : Tableau 4.7. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 34.
- [35] : Formule 4.3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 26.
- [36] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 29.
- [37] : Tableau 4.3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 28.
- [38] : Article 4.3.6 : Résultante des forces sismiques de calcul. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 36.
- [39] : Article 4.43: Calcul des déplacements. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 37.
- [40] :Formule 4-20. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 37.
- [41] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- [42] : Partie 1-8 : Calcul des assemblages. Eurocode 3 «Calcul des structures en acier» et Document d'Application Nationale.
- [43] :Article8.2.4 : Assemblages. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page66.
- [44] :Tableau6.6. : Partie 1-8 : Calcul des assemblages. EUROCODE 3 «Calcul des structures en acier» et Document d'Application Nationale.
- [45] : Tableau6.2. : Partie 1-8 : Calcul des assemblages. EUROCODE 3 «Calcul des structures en acier» et Document d'Application Nationale.

- [46] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-41 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME « CBA 93 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
- [47] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION « BAEL91 », 1991.
- [48] :Article 10.1.2 :Voile périphérique. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page80.

ANNEXES  
**ANNEXES**

# ANNEXE A : RAPPORT GEOTECHNIQUE



ETUDES & ENGINEERING « GENEST »  
LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET  
DE LA CONSTRUCTION  
E.P.E./S.P.A. AU CAPITAL DE 150.000.000 DA



## L.H.C.O.

UNITE REGIONALE DE SIDI BEL ABBES  
ANTENNE D'AIN-TEMOUCHENT

\*\* Complexe route d'Oran \*\*\* Tel : 043.60.36.16 & fax 043.60.36.3 ; Mobile : 0770.97.95.14 \*\*\*  
e-mail : [lnhc46temouchent@yahoo.fr](mailto:lnhc46temouchent@yahoo.fr) \*

### ETUDE DE SOL

34 LOGEMENTS PLUS COMMERCES  
ET SERVICES  
LES CERISIER TLEMCCEN

Ets. SARI ALI  
PROMOTION IMMOBILIERE

DOSSIER N°41 032 /AT.11  
RAPPORT 37/11  
JUN 2011

**I) - INTRODUCTION:**

Faisant suite au bon de commande du 03.05.2011, établi par Mr Ets. SARI ALI Promotion immobilière, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction filiale d'Oust (L.H.C/O) d'Aïn-Témouchent a procédé à une étude géotechnique réservée à la construction des 34 logements à Tlemcen.

Les ouvrages ont une ossature en béton armé, en R+7.

**Situation** : Le projet se situe au centre de la ville de Tlemcen (cité 325 logements les Cerisier). Il est délimité au Sud, Nord et à l'Est par des terrains vagues. A l'ouest par le boulevard dit Ain El Sbâa.

(Voir plan d'implantation des essais in-situ joint en annexe).

**II) - INVESTIGATIONS IN-SITU :**

Nos investigations en matière géologique et géotechnique ont porté sur :

- Huit (08) essais pénétrométriques réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique lourd «GEOTOOL» type B2 donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur.
- Deux (02) sondage carotté réalisé par une sondeuse de marque «FORACO» de 25,0 m de profondeur qui nous a permis de prélever des échantillons intacts pour des analyses au laboratoire et établir une coupe géologique des sols rencontrés.

**III) - APERCU GEOLOGIQUE DU SITE :**

Les sondages nous donnent un terrain constitué d'argile marron avec passage de calcaire recouvert d'une couche de tuf sableux et grès, le tous reposent sur la roche de calcaire. A l'Est (SC02) les couches de grès et tuf en tendance à disparaître. La couche de terre végétale et remblai est très importante allant jusqu'à 5,00m et dans la partie Est allant jusqu'à 11,0m de profondeur.

**Hydrogéologie :**

Aucune venue d'eau n'a été signalée par l'équipe de sondage. Les tiges du pénétromètre n'ont pas décelé d'humidité.

**IV) - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL :****a) Essais de laboratoire :**

Nous avons procédé aux essais physiques en vue d'identifier le sol par rapport à la classification LCPC-USCS et aux essais mécaniques à l'effet de déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement et la compressibilité à l'œdomètre.

Vu que la nature des échantillons prélevés de sondage étant caillouteuse aucun essai physique ni mécanique n'a été possible.

**b) Essais de pénétration dynamique :**

Les courbes pénétrométriques nous montrent un sol hétérogène de point de vue résistance à la pénétration dynamique. Nous avons de faible à très faible résistance dynamique caractérisant des remblais. Au droit P1/2/3/4/5/6, les pénétrogrammes augmentent lorsqu'elles dépassent la couche de remblai ; c'est à dire à partir de 4,60 m de profondeur pour donner un refus variant entre 6,40 m et 8,00 m reflétant la couche de grès.

Au droit de P7/8 les courbes pénétrométriques oscillent en dent de scie dans un intervalle de 25 à 160. Aussi nous avons poussé les essais à 10 m de profondeur sans noter le refus.

Etude géotechnique: ..... "34 LOGEMENTS SARI ALI TLEMCEM"

Dossier N° 41.032.AT/11

ETUDES & ENGINEERING « GENEST »  
LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION  
E.P.E./S.P.A. AU CAPITAL DE 150.000.000 DA



**L.H.C.O.**



**UNITE REGIONALE DE SIDI BEL ABBES  
ANTENNE DE TLEMCCEN**

\*\* Bloc 3B4 ilot 3 Ensemble Immobilier "Imama" (Près C.N.R.) \*\*

\*\* Téléphone : 043.38.26.88 / Fax : 043.38.26.89 / Mobile : 07.70.99.62.31 \*\* Courriel : lhcotlemccen@yahoo.fr \*\*

**ETUDE DE SOL COMPLEMENTAIRE**

**PROMOTION  
IMMOBILIERE SARI-ALI**



**GENERAL SANTE PHARM**

**DOSSIER N°41-142-13  
RAPPORT 10/13  
AVRIL 2013**

## I. INTRODUCTION:

Faisant suite au bon de commande du 11/04/2013, émanant de la SARL GENERAL SANTE PHARM, l'Antenne de Tlemcen du Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de l'Ouest (L.H.C/O) a procédé à une étude géotechnique réservée à la construction de la **Promotion Immobilière SARI ALI, Les Cerisiers** en complément à l'étude « **34 Logements Sari Ali Tlemcen** », dossier N°41.032.AT/11 réalisé par l'Antenne d'Aïn Témouchent du LHCO.

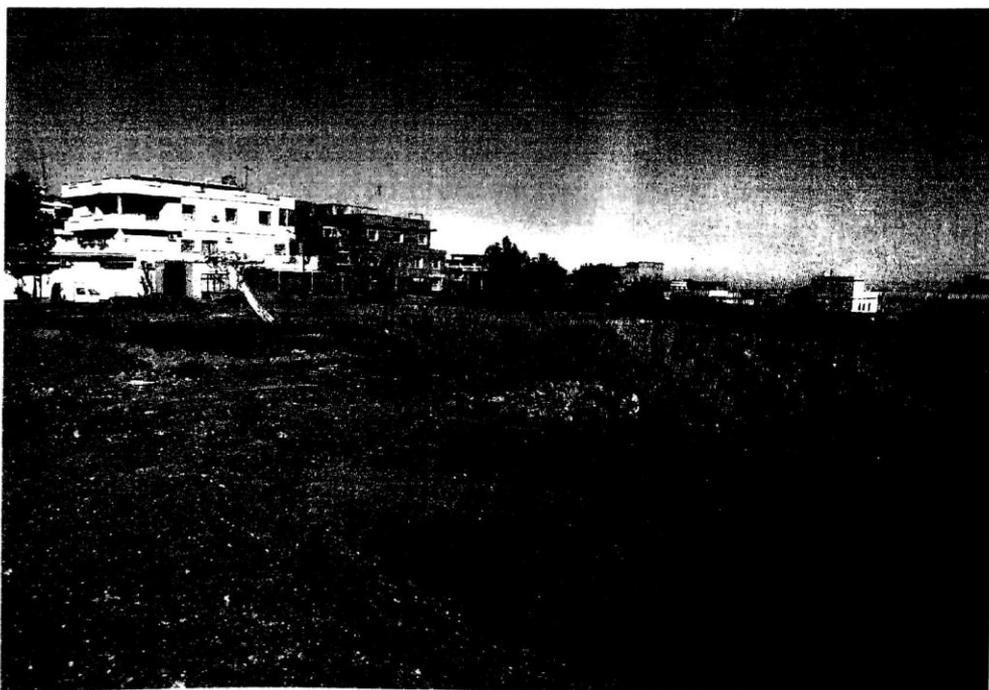
Les constructions ont une ossature en béton d'une élévation en R+8.

Lors de la visite de site, il a été constaté que le terrain a subi une excavation d'environ 6,0m. Suite à cette excavation, nous pouvons constater que le terrain a subi un important remblaiement.

### Situation :

Le projet se situe à Tlemcen, près du quartier des Cerisiers. Il est limité au nord et à l'est par des terrains vagues et des habitations individuelles, au sud par une construction en R+4 et à l'ouest par un boulevard.

(Voir les plans d'implantation des essais in situ joints en annexe).



Etude géotechnique: Promotion Immobilière Sari Ali – SARL GENERAL SANTE PHARM.  
Dossier n° 41.142-13

## **II. INVESTIGATIONS IN-SITU :**

Sur demande du client, nos investigations en matière géologique et géotechnique ont portés sur :

- Un (01) sondage carotté de 15,0 m de profondeur, effectué avec une sondeuse de type GALAXY, qui nous a permis d'établir une coupe géologique des sols rencontrés et d'effectuer les essais en laboratoire.
- Quatre (04) essais pénétrométriques, effectués à l'aide d'un pénétromètre de type BORRO, donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur.

## **III. LITHOLOGIE DU SITE :**

Les sondages nous révèlent un terrain constitué de blocs décimétriques à métriques de roche de calcaire engoutis dans une matrice de sable argileux, surmontés d'une argile sableuse avec des passages de calcaire.

La couche de remblai est importante, atteignant 5,5 de profondeur au droit du sondage SC.

(Voir log de sondages en annexe)

### **Hydrogéologie :**

Le rapport des sondages n'a signalé aucune présence d'eau dans la profondeur de reconnaissance. Aucune humidité sur les tiges du pénétromètre n'a été décelée. Si toute fois, au cours des travaux, il s'avère une présence d'eau, le LHCO doit être averti pour faire des prélèvements et des analyses d'eau en laboratoire et ainsi donner les recommandations techniques de mise en œuvre nécessaires.

## **IV. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES :**

### **1. Essais de laboratoire :**

#### **Résistance à la compression simple :**

Deux échantillons de roche a subi un écrasement de résistance à la compression uniaxiale. Les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :

LHCO UNITE SIDI BEL ABBES

ANTENNE TELECOM

Sondage	Profondeur (m)	L (cm)	Ø (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	Masse (Kg)	Volume (cm <sup>3</sup> )	Densité (t/m <sup>3</sup> )	Charge (KN)	Résistance (MPa)
SC	6,00-6,40	15,6	7,8	47,75	1,896	744,9	2,54	230	48,16
SC	11,20-11,40	15,6	7,8	47,75	1,913	744,9	2,56	120	25,13

La classe de résistance est de R3. La roche est de résistance moyenne.

## 2. Essais de pénétration dynamique (selon NF P 94-115) :

Les trois premiers essais, implantés à l'ouest du terrain, ont donné un refus aux environs de 1,5 m de profondeur.

Quant au tracé du point P04, il accuse une faible résistance sur deux mètres, puis augment pour donner un refus à 3,0m de profondeur.

## V. STABILITE DES OUVRAGES :

### 1) Détermination de la contrainte dynamique d'après le PDL :

Vu le tracé obtenu des courbes pénétrométriques, il est impossible de déterminer la contrainte dynamique d'après les essais PDL.

### 2) Evaluation de la capacité portante d'un massif rocheux :

La capacité portante peut être estimée à l'aide de la relation suivante :

$$q_{adm} = K_{sp} \times q_{u-éch}$$

$q_{adm}$  : Capacité portante admissible

$K_{sp}$  : Résistance moyenne en compression simple des échantillons de roche

$q_{u-éch}$  : Coefficient empirique qui dépend des discontinuité dans la masse rocheuse et des ouvertures des fissures et qui comprend un facteur de sécurité de 3 et reste compris entre 0,01 et 0,04.

Le cas le plus défavorable pour nous, SC01 [4,5-4,8], donne :

$$q_{adm} = 0,01 \times 251,3$$

$$q_{adm} = 2,5 \text{ bar}$$

**VI. CONCLUSION :**

Le terrain étudié est constitué de blocs décimétriques à métriques de roche de calcaire englutis dans une matrice de sable argileux, surmontés d'une argile sableuse avec des passages de calcaire.

La couche de remblai est d'environ 5,5 m de profondeur.

Nous confirmons les conclusions émises lors du 1<sup>er</sup> rapport suscité (§1) qui préconisait une contrainte admissible de 2,2 bar sur la roche et de 1,4 bar sur l'argile.

Quant à l'ancrage des fondations, nous demandons, évidemment, de dépasser la couche de remblai.

**Recommandations :**

Nous demandons d'éviter toute venue d'eau sous les fondations pendant et après l'exécution des travaux pour préserver les caractéristiques géotechniques du sol.

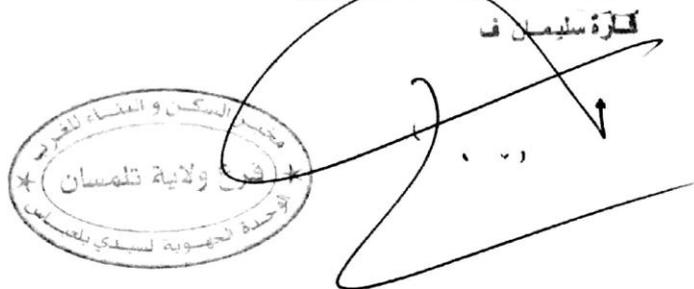
Nous recommandons de poser les fondations sur un même type de sol.

Le L.H.C.O prie le client de lui faire part de tout élément nouveau mis en évidence au cours des travaux et n'ayant pas été détecté lors de la campagne de reconnaissance, afin de lui permettre de reconsidérer ou éventuellement d'adapter les solutions préconisées.

Le L.H.C.O et l'ingénieur chargé de l'étude restent à la disposition du client pour tout renseignement complémentaire.

**L'INGENIEUR CHEF D'ANTENNE**

قارة سليمان ف

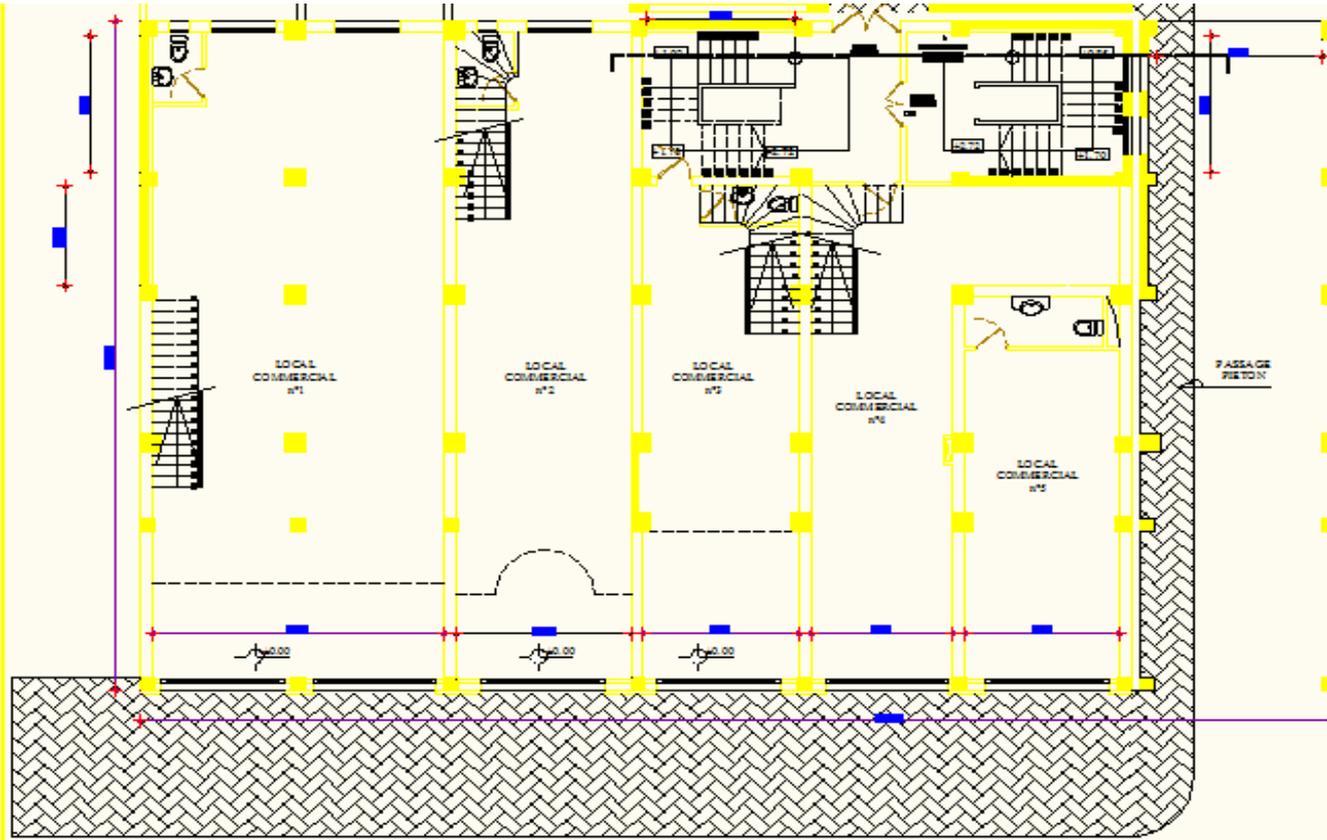


The image shows a handwritten signature in black ink over a circular official stamp. The stamp contains Arabic text: 'مجلس السكن و البناء للقرن' (Housing and Building Council for the Century), 'القرن ولاية تلمسان' (Century, Tlemcen Province), and 'الوحدة الجهوية لسفري بلعسيف' (Regional Unit of Sferi Bel'Esif). The signature is written in a cursive style.

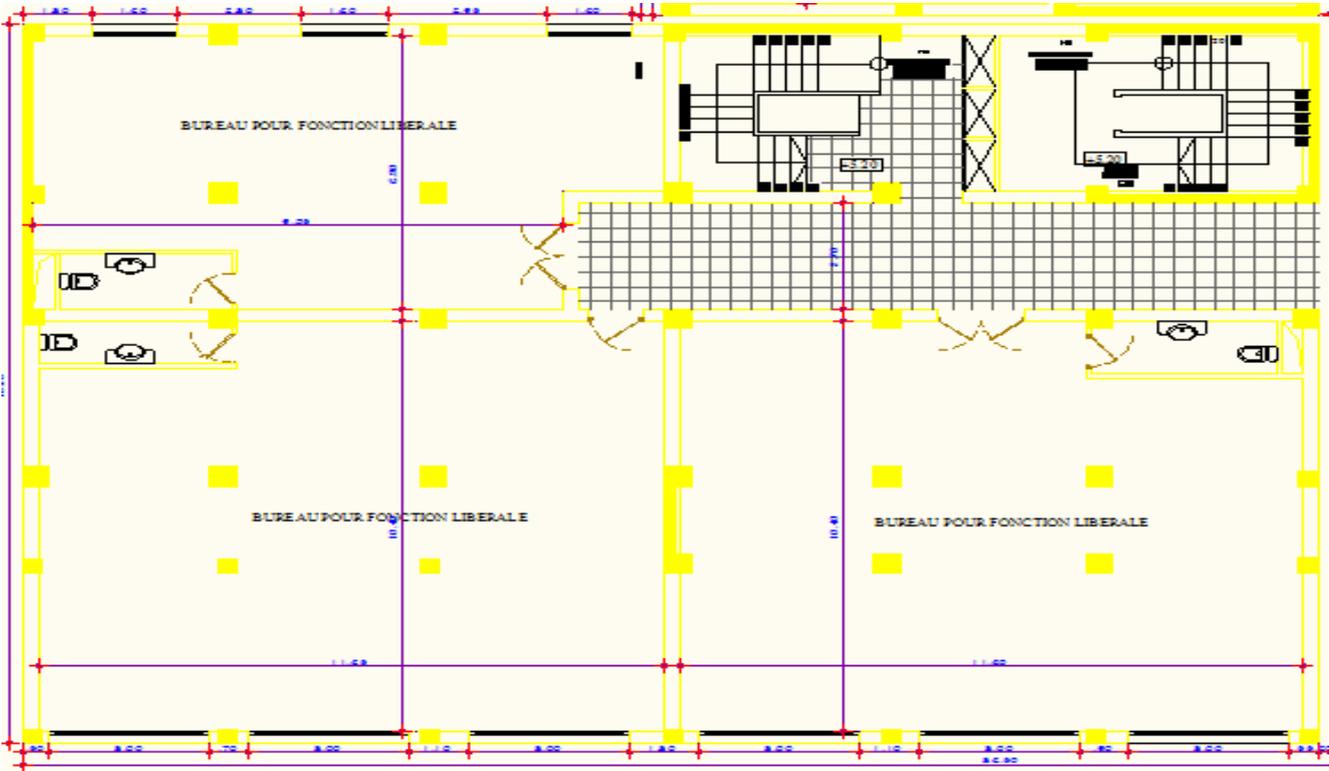
## **ANNEXE B : PLANS ARCHITECTURAUX**



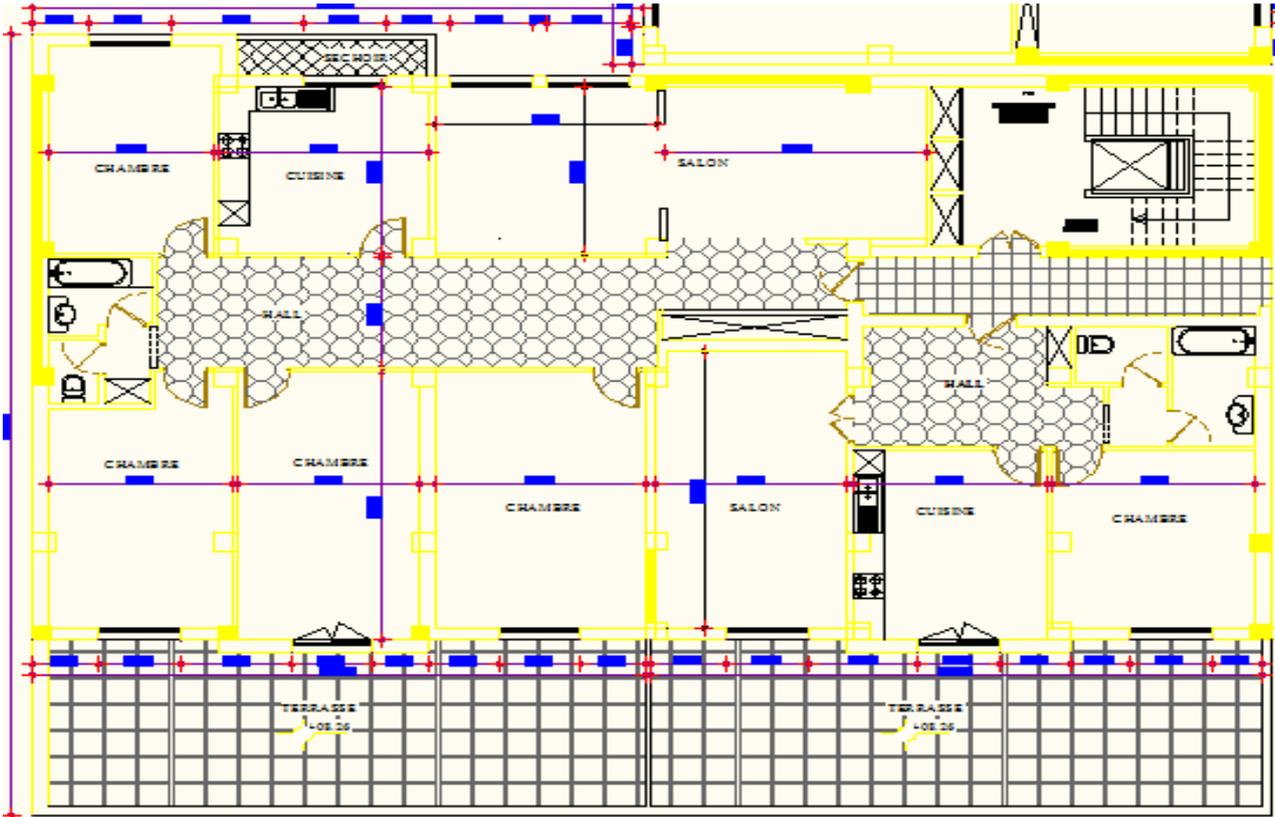
Façade principale du bâtiment



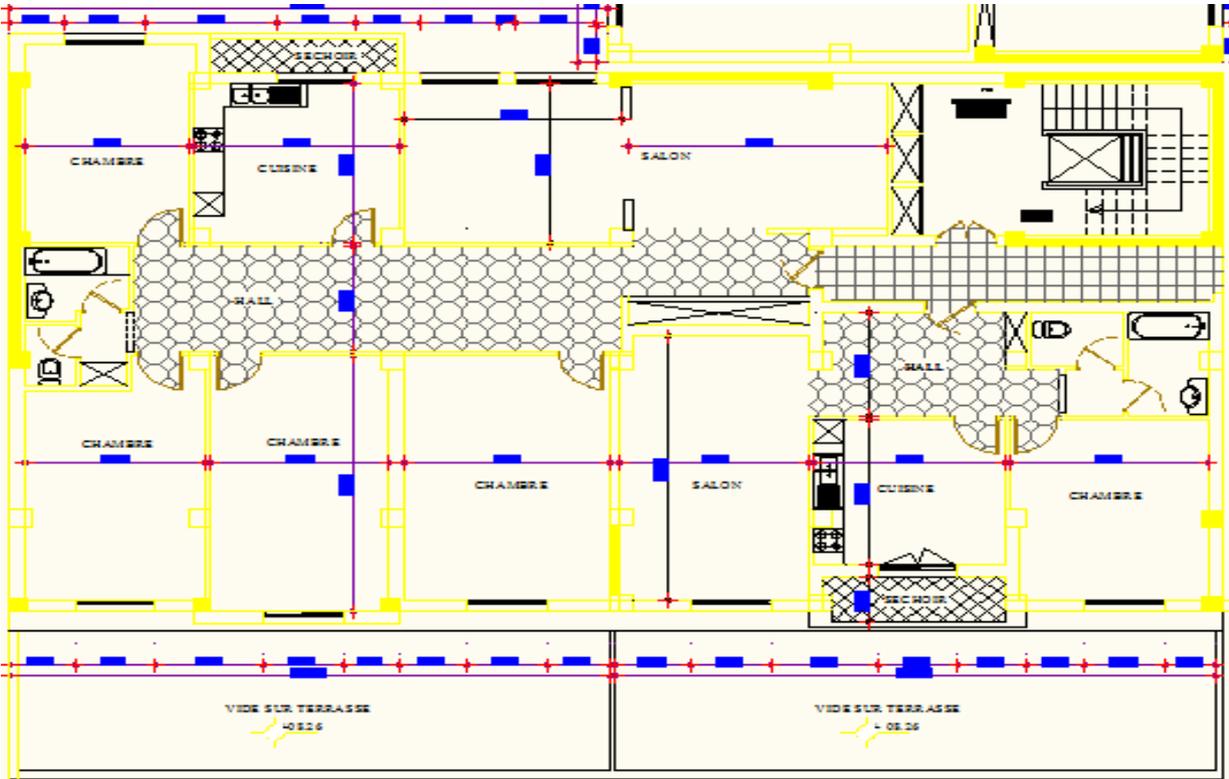
Niveau RDC +0,00



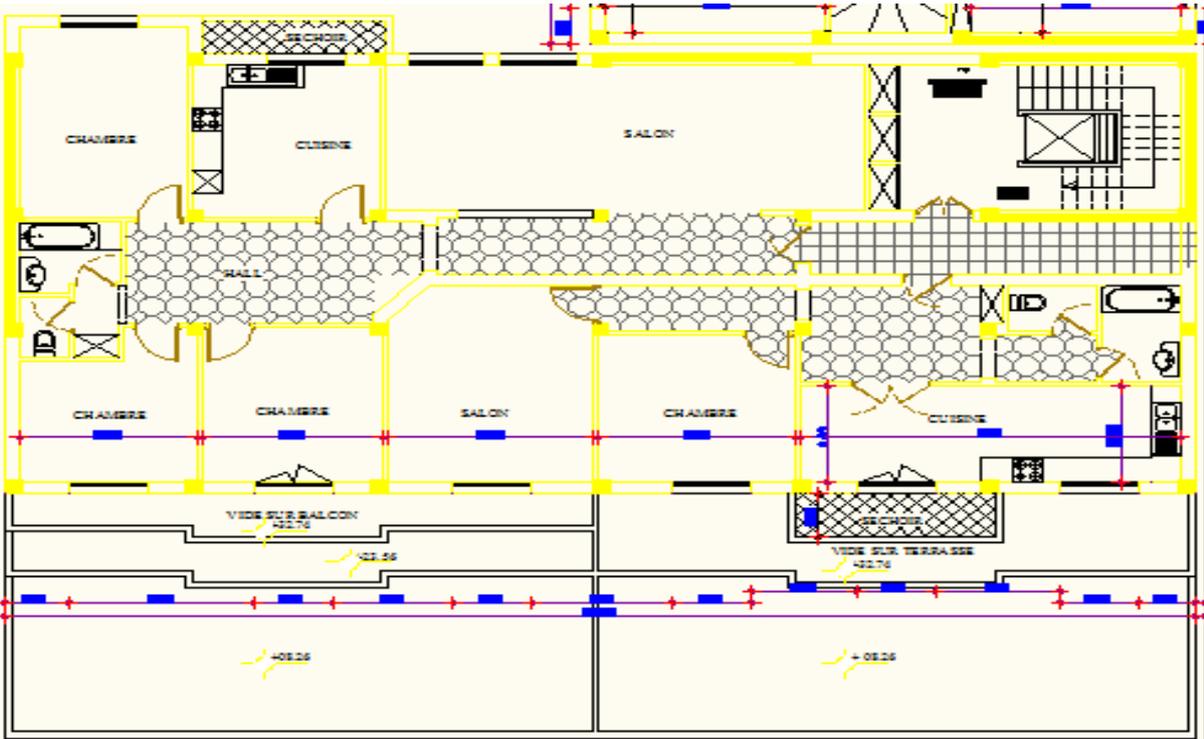
Niveau 1 +6,12



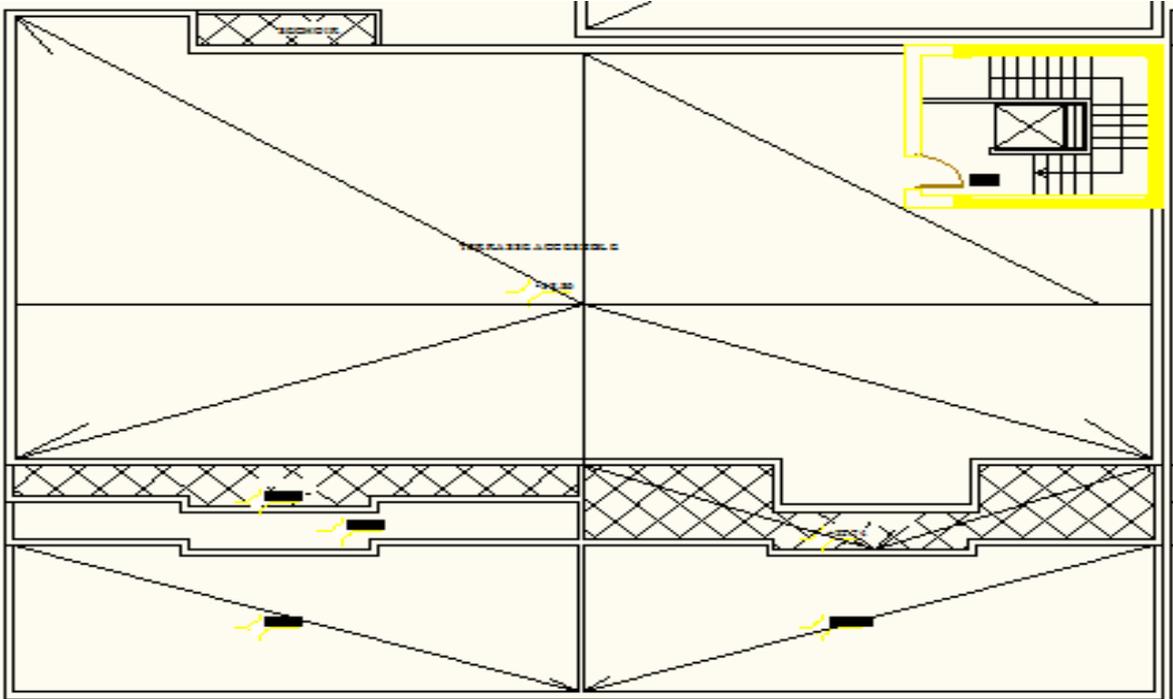
Niveau 2 +9,18



Niveau 3 +12,24

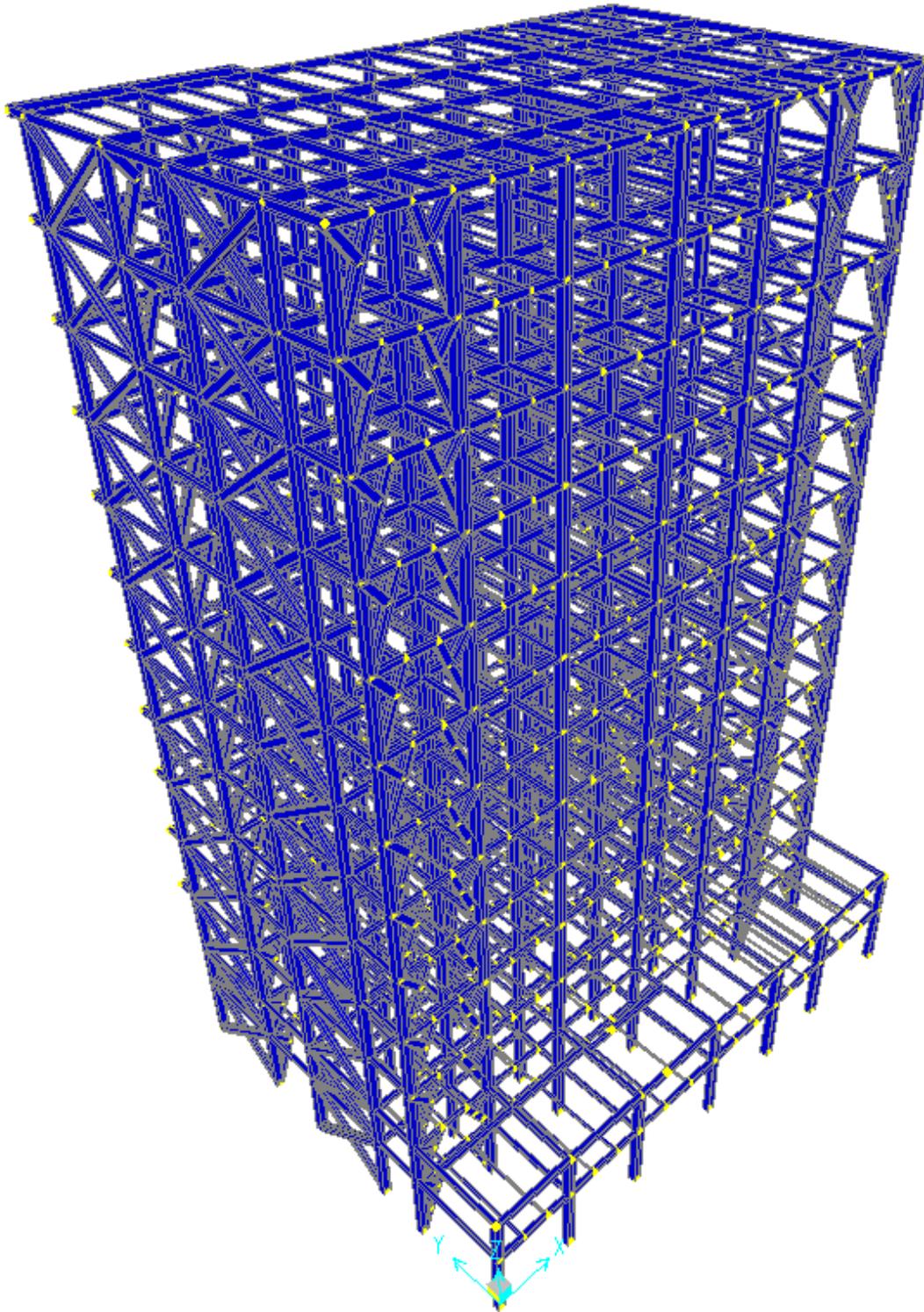


Niveau 11 +36,72

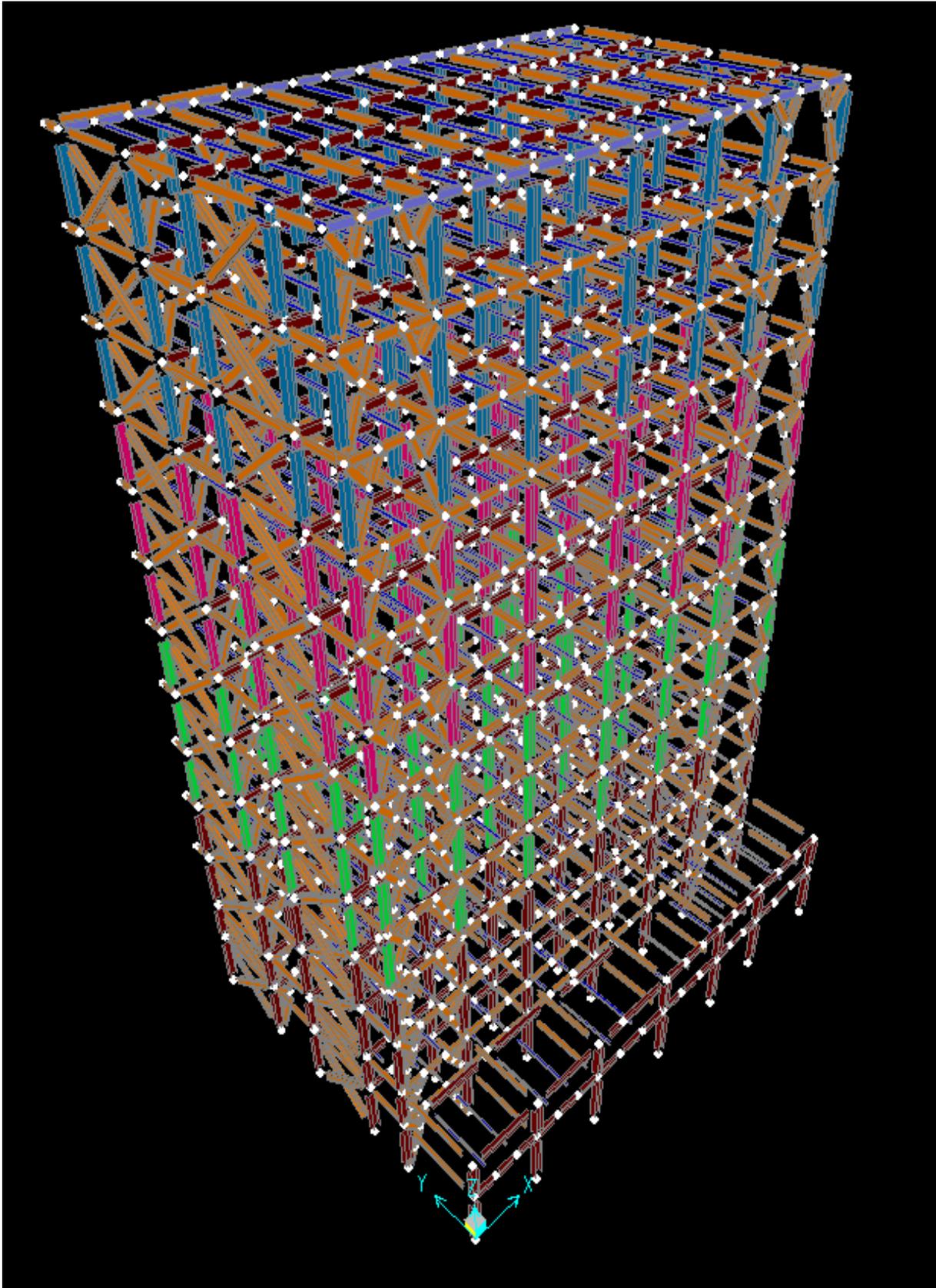


Niveau terrasse +38,86

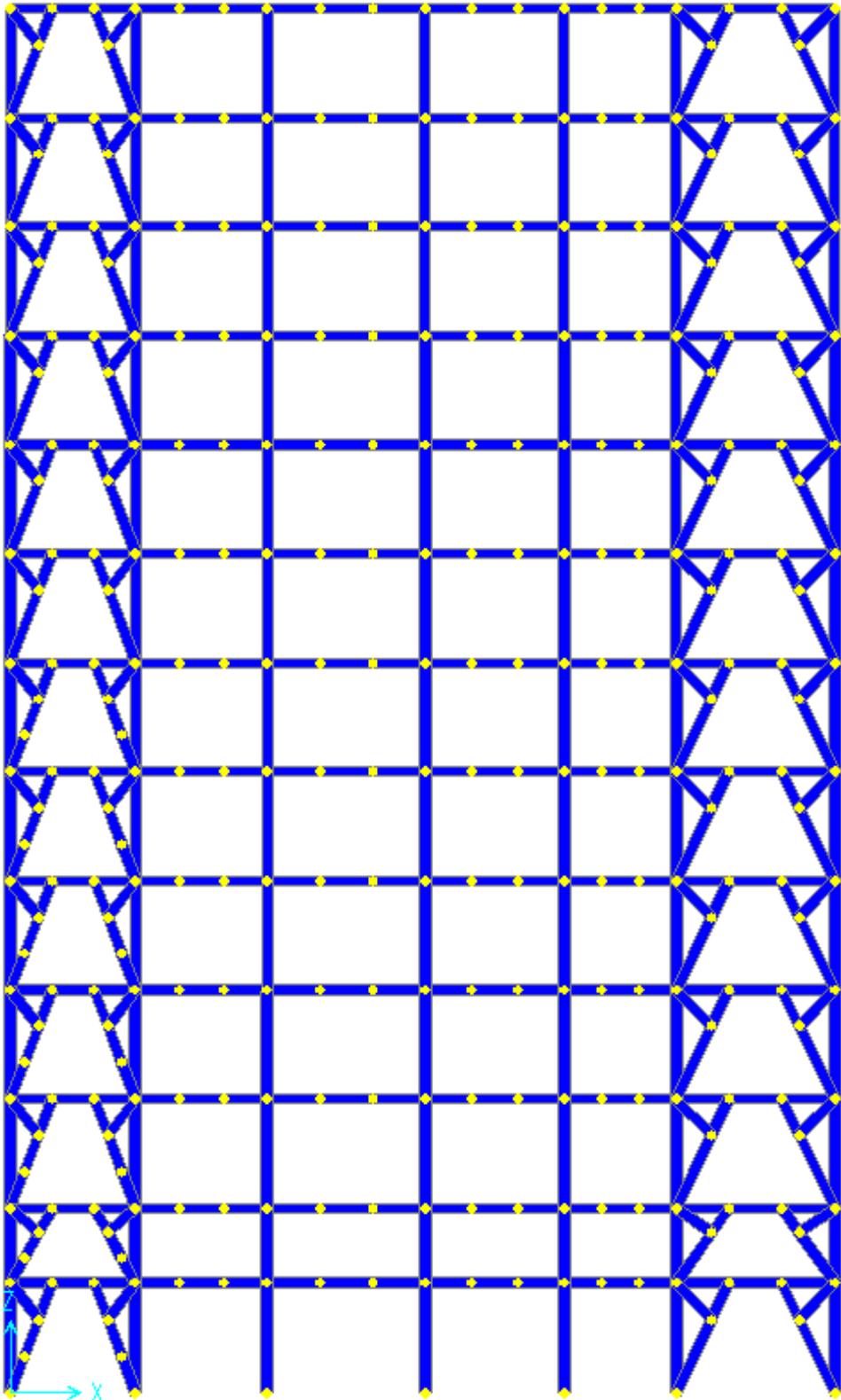
## ANNEXE C : MODELISATION (SAP2000)



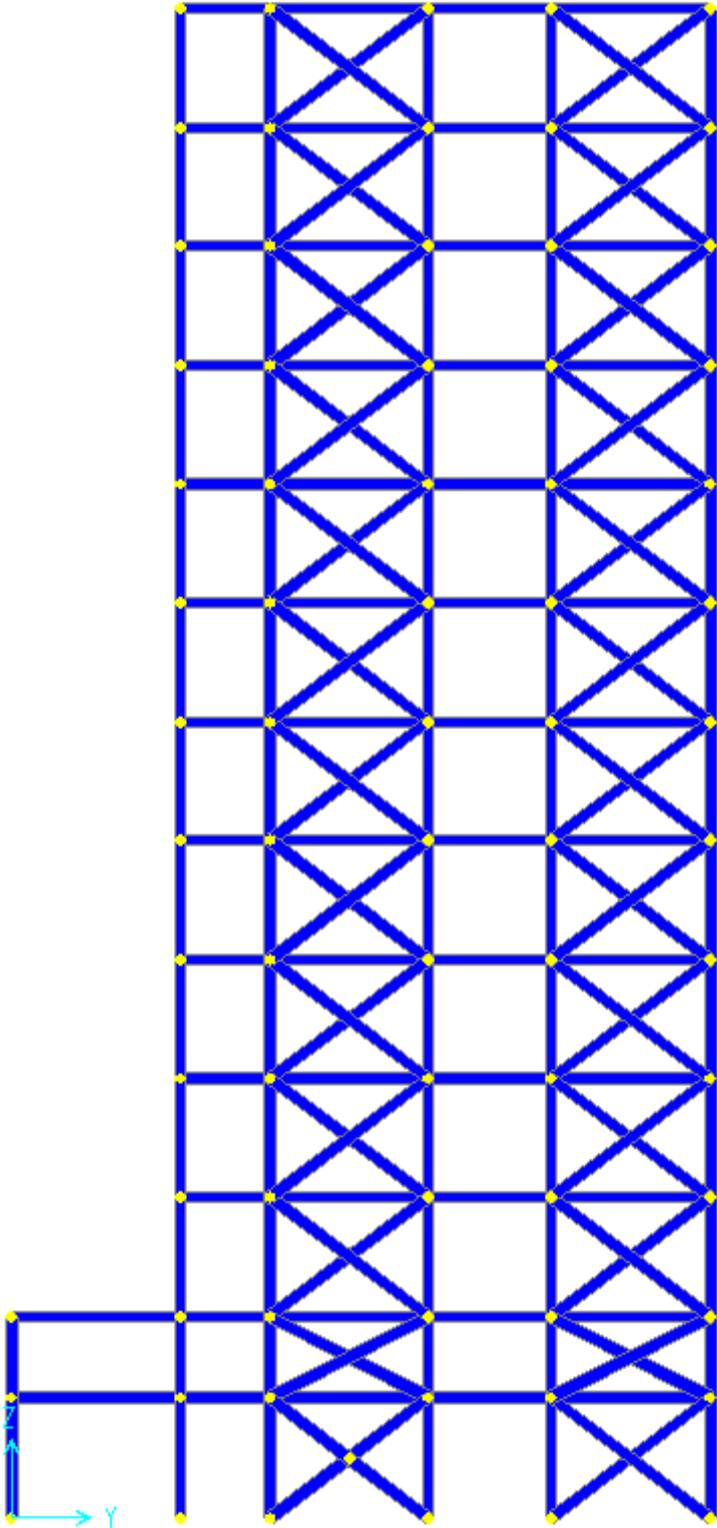
1<sup>ère</sup> Vue en 3D de la structure



2<sup>ème</sup> vue en 3D de la structure



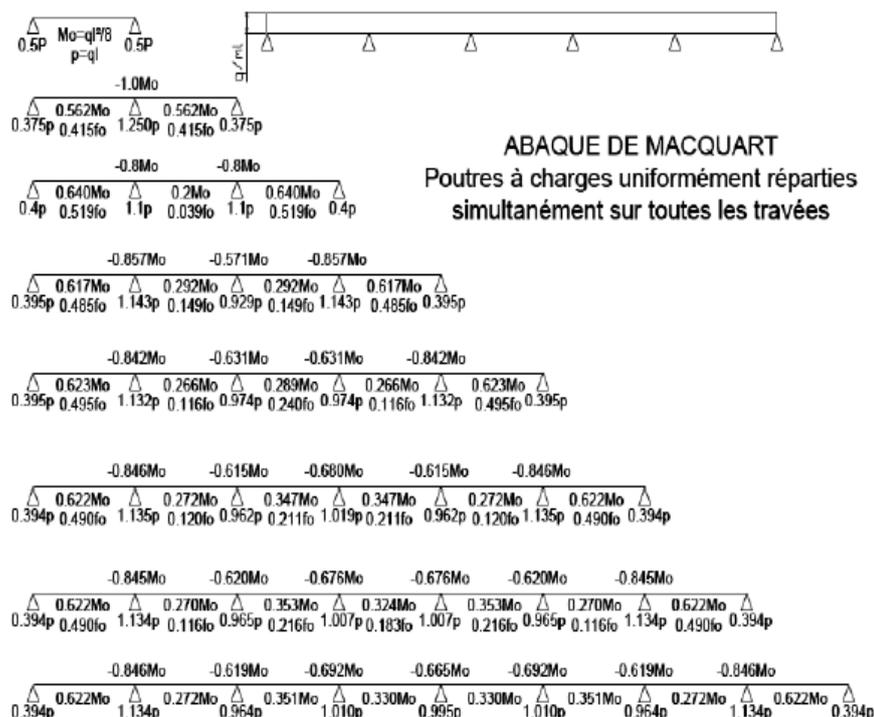
Vue de face de la structure avec des contreventements en V



Vue de coté avec des contreventements en X

## ANNEXE D : ETUDE DU PLANCHER MIXTE

## ABAQUE DE MACQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum  $M_o$ , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

Tableau 6.2 : Limites supérieures  $k_{t,max}$  pour le facteur de réduction  $k_t$

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur $t$ de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

## ANNEXE E : ETUDE DES ASSEMBLAGES

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

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

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

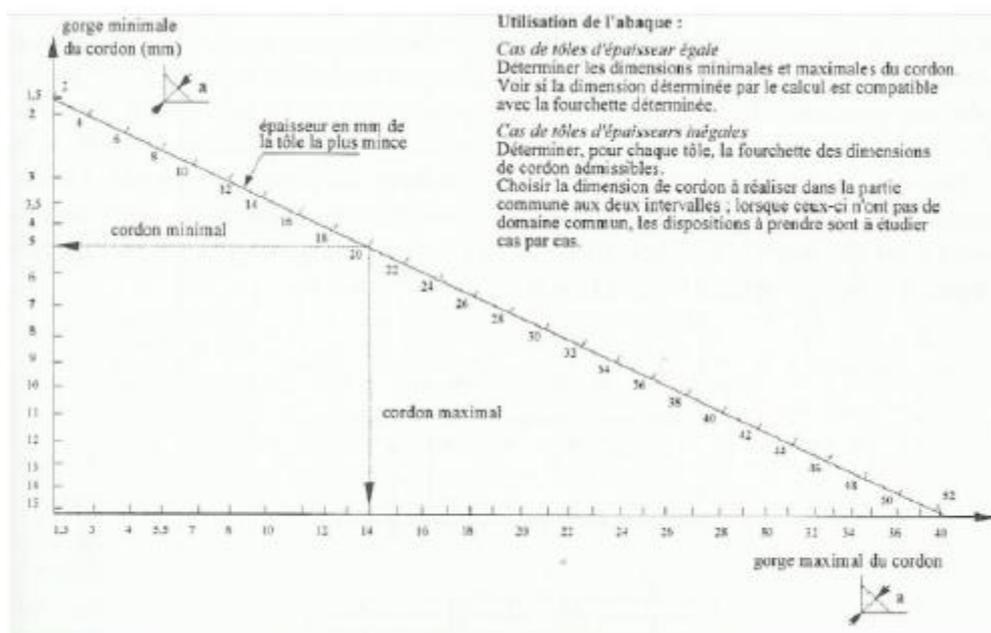


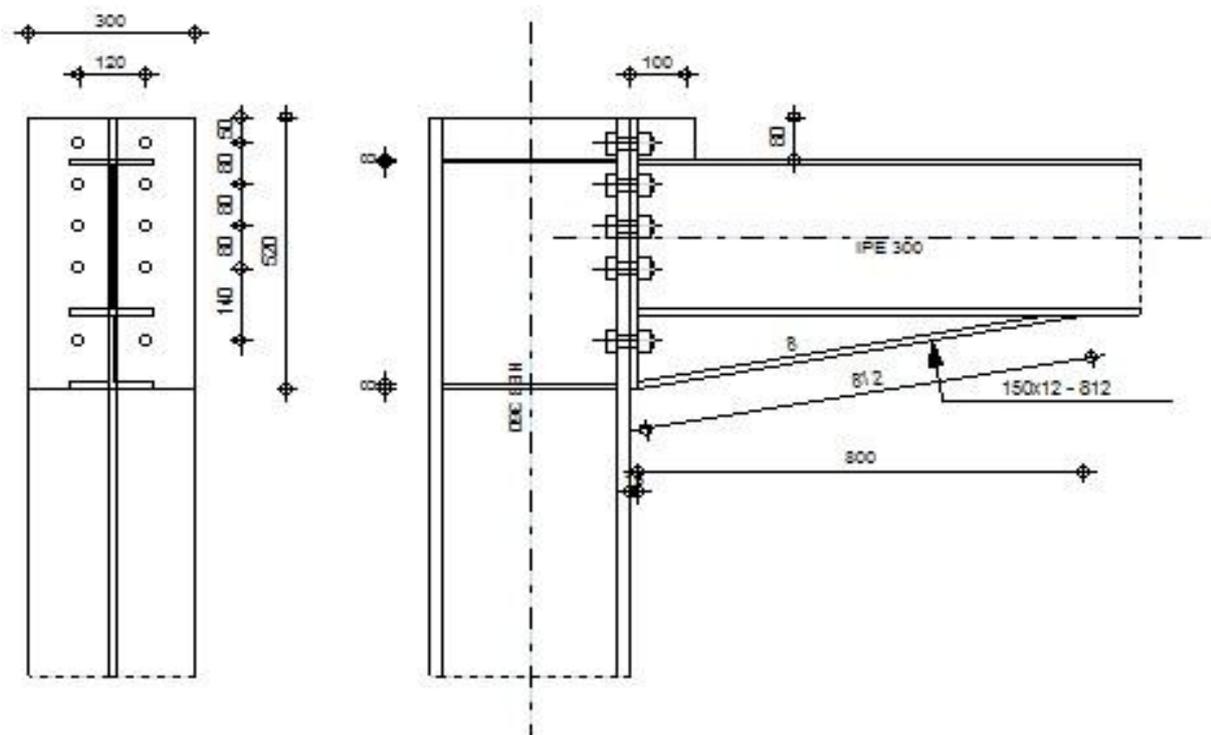
Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

Acier	$f_u$ (MPa)	$\beta_w$	$\gamma_{Mw}$
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

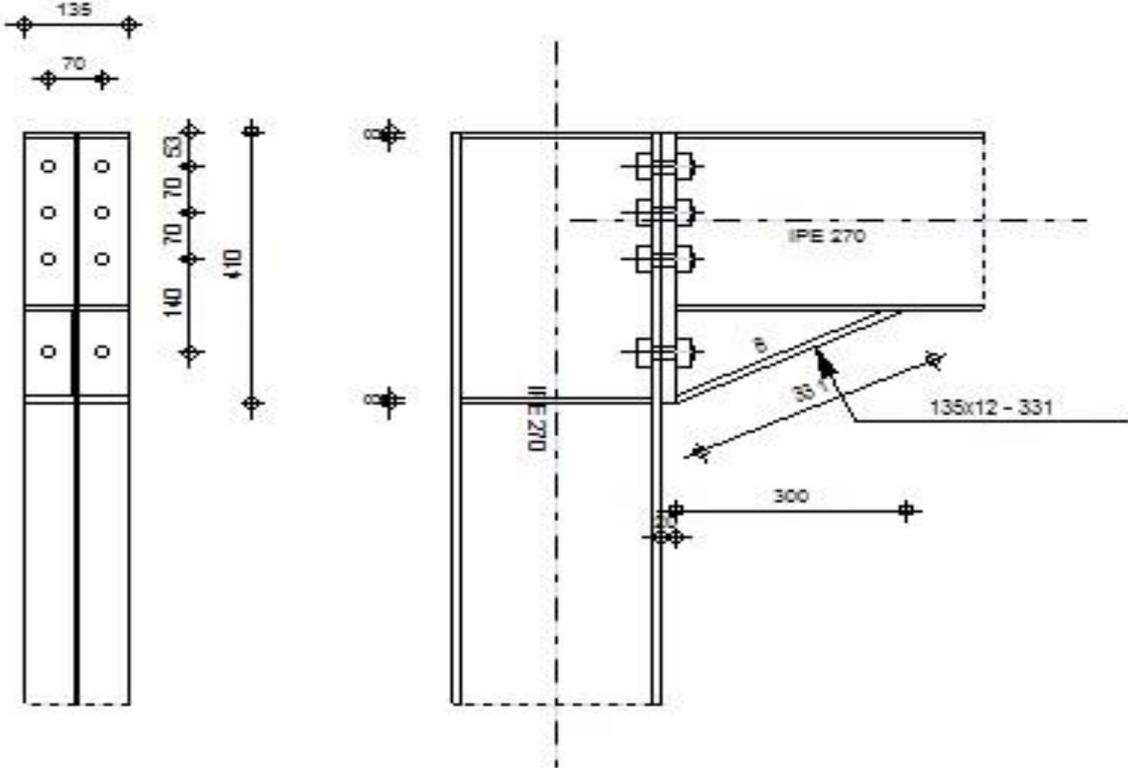
$\beta_w$   $\gamma_{Mw}$  variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
$k_s$	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

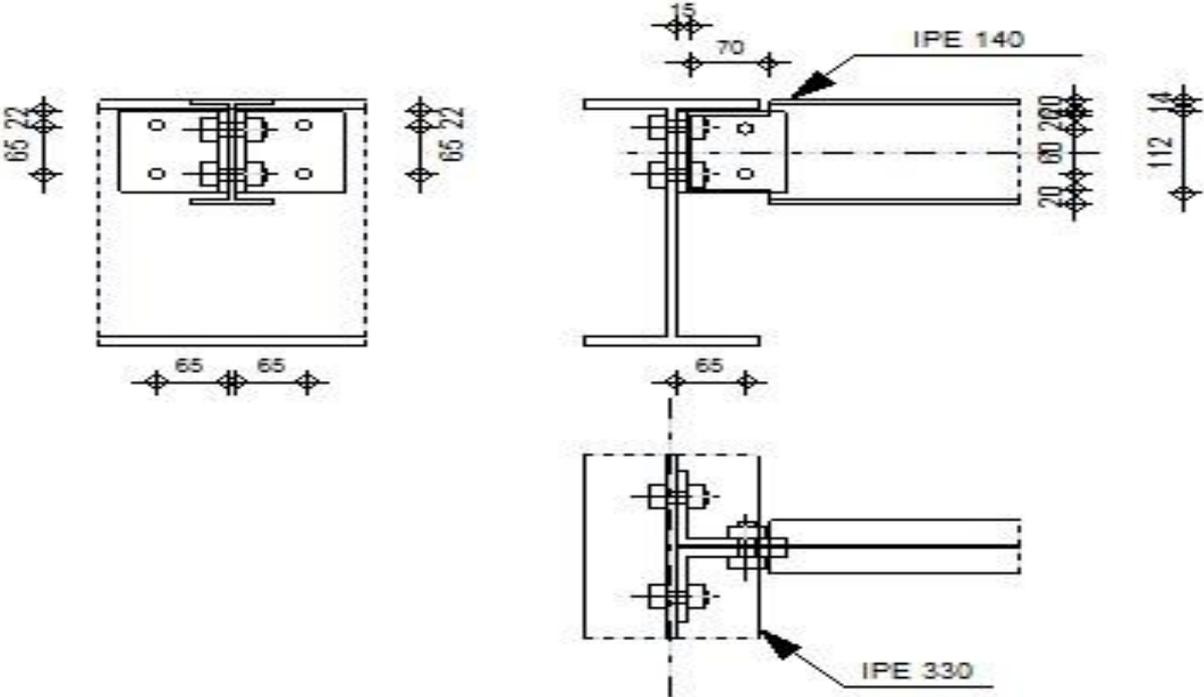
Classe de surface	$\mu$ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité



Assemblage poteau-poutre



Assemblage poteau-poutre secondaire



Assemblage poutre-solive