

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen  
Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Constructions Métalliques et Mixtes

**Thème :**

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN PARKING  
(RDC+4) EN CHARPENTE METALLIQUE A  
TLEMCCEN « BAB-EL-DJIAD »**

**Présenté par :**

ALIOUA Amina

BACHIR Sara

**Soutenu en 26 juin 2018, devant le jury composé de :**

Dr. SMAIL N.

Président

M. OUDJEDI F.

Examineur

M. CHERIF BENMOUSSA M.Y.

Examineur

Dr. RAS A.

Encadreur

Année Universitaire 2017-2018

# *Remerciement*

*Nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné courage et patience pour réaliser ce modeste travail en peu de temps.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. A.RAS, qui nous a suivi, aidé et orienté durant l'étude du projet.*

*Nous remercions également les membres du jury, Mme. SMAIL N. qui a bien voulu accepter de présider ce jury, Mr. OUDJEDI F. et Mr. CHERIF BENMOUSSA M. Y. devant lesquels nous avons l'honneur d'exposer notre travail, et qui ont pris la peine de le lire et de s'y intéresser.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre réussite dans nos études, depuis notre première année jusqu'à la dernière année universitaire.*

*Nous remercions aussi tous nos collègues pour leur aide et leur encouragement.*

*Tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.*

*Enfin, on remercie nos parents pour leur soutien et leur patience avec nous pendant toutes nos années d'études.*

# *DEDICACE*

*C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail. Je dédie ce mémoire à :*

*A ma chère maman et mon cher père qui ont tant donné pour me voir réussir, que DIEU les garde pour moi*

*A mes deux sœurs, « Nadjet » et « Ghada » et mon frère « Miloud » ainsi que sa femme, mes neveux « Adam » et « Aridj » et à toute la famille BACHIR.*

*A mon binôme et ma meilleure amie ALIOUA Amina qui a été très patiente et sérieuse au travail.*

*A ma deuxième famille, et mes proches amis Fouzia, Ilyes, et toute ma promotion de construction métallique et mixte.*

*A Mr BOUTESTA Amine et Mr OUAHRANI Chakib, que je ne vais jamais oublier tous ce qu'ils ont fait afin que je puisse terminer ce travail.*

*A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération.*

*BACHIR Sara*

# *DEDICACE*

*C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail. Je dédie ce mémoire à :*

*A ma chère maman et mon cher père qui ont tant donné pour me voir réussir, que DIEU les garde pour moi.*

*A mes chères sœurs, « Nadia », « Djamila », « Soumia » et mon frère « Fethi » ainsi que sa femme. Mes neveux et mes nièces et à toute la famille ALIOUA.*

*A mon binôme Bachir Sara et ma meilleure amie avec qui j'ai partagé des moments difficiles, ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.*

*A ma deuxième famille, et mes proches amis Fouzia, Ilyes, et toute ma promotion de construction métallique et mixte.*

*A Mr BOUTESTA Amine et Mr OUAHRANI Chakib, que je ne vais jamais oublier tous ce qu'ils ont fait afin que je puisse terminer ce travail.*

*A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération.*

*ALIOUA Amina*

# Résumé

Ce projet consiste à étudier un parc de stationnement à ossature métallique avec des locaux commerciaux, situé à la wilaya de Tlemcen (Bab-El-Djiad). Ce parking, d'une capacité de 250 places environ, est destiné à accueillir sur quatre niveaux les véhicules légers de clients publics.

Ce projet est réalisé en plusieurs étapes. On a commencé par effectuer la descente des charges pour l'étude initiale des éléments porteurs, en suite une étude sismique selon le règlement RPA99 (version 2003) a été élaboré, suivie de la vérification des éléments. Par la suite l'étude de plancher mixte qui est composé d'une tôle nervurée, des connecteurs et d'une dalle de compression en béton armé a été étudié. Enfin, nous avons terminé par le calcul des différents assemblages nécessaires ainsi que les fondations.

**Mots clés :** Charpente métallique, plancher mixte, assemblage, fondations profondes

# Abstract

This project involves the study of a metal frame parking lot with commercial premises, located at the Tlemcen wilaya (Bab-El-Djiad). This car park, with a capacity of 250 places, is intended to accommodate in four levels, light vehicles of public customers.

This project is realized in several stages. We started by carrying out the descent of the loads for the initial study of the supporting elements, following a seismic study according to the regulation RPA99 (version 2003) was elaborated, followed by the verification of the elements. Subsequently the mixed floor study, which is composed, of a ribbed sheet, connectors and a reinforced concrete compression slab was studied. Finally, we finished by calculating the different assemblies needed as well as the foundations.

**Key words :** Metal frame, composite floor, assembly, deep foundations.

# ملخص

ينطوي هذا المشروع على دراسة موقف للسيارات ذات هيكل معدني مع محلات تجارية، يقع في ولاية تلمسان (باب الجياد)، ويهدف هذا الموقف، الذي يتسع لـ 250 مكان، إلى استيعاب المركبات الخفيفة للعملاء العموميين على أربعة مستويات. يتحقق هذا المشروع في عدة مراحل. بدأنا بتنفيذ نزول الأحمال من أجل الدراسة الأولية للعناصر المساندة، بعد دراسة زلزالية وفقاً للائحة RPA99 (الإصدار 2003) تم وضعها، متبوعة بالتحقق من العناصر. بعد ذلك تمت دراسة الأرضيات المختلطة المكونة من لوح مضلع وموصلات ولوح ضغط خرساني مقوى. أخيراً، انتهينا بحساب التجميعات المختلفة المطلوبة وكذلك الأسس.

**الكلمات المفتاحية:** الإطار المعدني، الأرضية المركبة، التجميع، الأساسات العميقة.

# Table des Matières

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Généralités sur la Conception de l’ouvrage.</b>	
I.1. Présentation de l’ouvrage.....	3
I.2. Caractéristiques Géométriques .....	3
I.3. Données concernant le site .....	4
I.4. Caractéristiques structurales.....	4
I.5. Règlements utilisés.....	6
I.6. Logiciels utilisés.....	6
I.7. Matériaux utilisés.....	6
I.7.1. L’acier.....	6
I.7.2. Le béton .....	7
I.8. Les actions.....	7
I.9. Les combinaisons d’actions.....	7
I.9.1. Situations durables.....	7
I.9.2. Situations accidentelles.....	8
I.10. Limites des flèches et des déplacements.....	8
I.10.1 Flèche verticale.....	8
I.10.2 Flèche horizontale.....	8
<b>Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges</b>	
II.1. Introduction.....	10
II.2. Charges permanentes .....	10
II.3. Charges d’exploitation.....	13
II.4. Charges climatiques.....	13
II.4.1. Action de la neige.....	13
II.4.2. Charge du vent.....	14
II.4.3. Conclusion.....	20
<b>Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments.</b>	
III.1. Introduction.....	22
III.2. Pré dimensionnement des solives.....	22
III.3. Pré dimensionnement des poutres principales.....	25
III.4. pré dimensionnement des poteaux .....	28

III.5.Conclusion.....	31
-----------------------	----

## **Chapitre IV : Etude plancher mixte**

IV.1. Introduction.....	33
IV.2. Dimensionnement de la dalle mixte (Parking).....	33
IV.1. Phase de construction.....	33
IV.2.2. Phase finale .....	34
IV.3. Dimensionnement de la dalle mixte (Centre commercial).....	46
IV.3.1. Phase de construction.....	46
IV.3.2. Phase finale .....	47
IV.4.Connecteurs ductiles.....	56

## **Chapitre V : Etude sismique.**

V.1. Introduction.....	58
V.2. Principe de la méthode modale spectrale .....	58
V.3.Critères de classification par le RPA99 V 2003.....	58
V.4. Analyse de la structure .....	58
V.4.1. Présentation du logiciel ROBOT.....	59
V.4.2. Modélisation .....	59
V.4.3. Type d'analyse .....	59
V.5. Vérification de la structure .....	60
V.5.1. Vérification de la force sismique à la base.....	60
V.5.2. Analyse modale spectrale.....	62
V.5.3. Spectre de réponse.....	63
V.5.4. Nombre des modes de vibration à considérer.....	63
V.5.5. Résultante des forces sismiques.....	66
V.5.6. .Vérification de la période fondamentale.....	66
V.5.7. Vérification des déplacements.....	67
V.6. Effet du deuxième ordre (P- $\Delta$ ).....	68
V.7. Conclusion .....	69

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

VI.1. Introduction.....	71
VI.2. Dimensionnement des poteaux .....	71
VI.3. Dimensionnement des poutres secondaires.....	76
VI.3.1. poutre secondaire de centre commercial.....	76

VI.3.2. poutre secondaire étage courant + terrasse.....	77
VI.4. Dimensionnement des contreventements.....	77
VI.5. Dimensionnement des escaliers.....	80
VI.6. Dimensionnement des poutres des rampes.....	85
VI.7. Dimensionnement du garde – corps.....	89

## **Chapitre VII : Calcul des assemblages**

VII.1. Introduction.....	96
VII.2. Rôle des assemblages.....	96
VII.3. Calcul des assemblages .....	96
VII.3.1. Assemblage poutre principale – poteau.....	96
VII.3.2. Assemblage poutre secondaire – poteau .....	102
VII.3.3. Assemblage poutre – solive.....	104
VII.3.4. Assemblage poteau – poteau.....	106
VII.3.4. Assemblage des contreventements en X.....	108
VII.3.5. Assemblage poteau – poutre de la rampe.....	111
VII.3.6. Pied de poteau.....	116

## **Chapitre VIII : Calcul de l’infrastructure.**

VIII.1. Introduction.....	128
VIII.2. Etude géotechnique.....	128
VIII.3. Méthodologie.....	129
VIII.4 Etude du radier général ....	130
VIII.4.1. Hypothèse de calcul .....	130
VIII.4.2. Vérification du radier.....	131
VIII.4.3. Efforts sollicitant sur le radier.....	132
VIII.4.4. Calcul du ferrailage de la dalle.....	133
VIII.5. Etude du mur de soutènement .....	139
VIII.5.1. Introduction.....	139
VIII.5.2. Evaluation des charges agissantes sur le mur de soutènement .....	140
VIII.5.3. Détermination de ferrailage horizontal du mur de soutènement .....	140
VIII.5.4. Détermination de ferrailage vertical du mur de soutènement .....	144
VIII.6. Etude des fondations profondes.....	145
VIII.6.1. Introduction.....	145
VIII.6.2. Caractéristique géométriques des pieux .....	147
VIII.6.3. Détermination du nombre des pieux .....	147



VIII.6.4. Détermination du ferrailage minimal des pieux .....	149
VIII.6.5. Effort sollicitant sur les pieux .....	150
VIII.6.6. Calcul du ferrailage.....	150

<b>Conclusion General</b> .....	153
---------------------------------	-----

<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	154
--	-----

## **LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE A : MODELISATION (LOGICIEL ROBOT)

ANNEXE B : ETUDE DES ELEMENTS

ANNEXE C : ETUDE DES ASSEMBLAGES

ANNEXE D : FERRAILAGE DES FONDATION PROFONDES

ANNEXE E : RAPPORT GEOTECHNIQUE

ANNEXE F : PLANS ARCHITECTURAUX

# Liste des figures

## Chapitre I : Généralités sur la Conception de l'ouvrage.

Figure I.1 : Modélisation en 3D de la structure.....	3
Figure I.2 : Localisation du site du projet (Google Earth).....	4
Figure I.3 : Photo d'un parc de stationnement aérien multi-étages.....	5

## Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Figure II.1 : Composition du plancher mixte collaborant .....	10
Figure II.2 : Plancher terrasse accessible.....	11
Figure II.3 : Les constituants d'une marche .....	12
Figure II.4 : Schéma de l'acrotère.....	13
Figure II.5 : Vent sur la façade principale de la structure.....	15
Figure II.6 : Hauteur de référence.....	16
Figure II.7 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent.....	18
Figure II.8 : Pressions exercées sur les zones D, E.....	19

## Chapitre III : Etude initiale des éléments.

Figure III.1 : Espacement et longueur des solives.....	22
Figure III.2 : Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.....	23
Figure III.3 : Schéma statique de la poutre principale.....	26
Figure III.4 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.....	28

## Chapitre IV : Etude plancher mixte

Figure IV.1 : Plancher mixte acier-béton.....	33
Figure IV.2 : Dimensions de la tôle nervurée (parking).....	34
Figure IV.3 : Largeur efficace de la dalle (parking : dalle+ solive).....	35
Figure IV.4 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle.....	36
Figure IV.5 : Goujon à tête soudée.....	38
Figure IV.6 : Dimension de la tôle profilée et connecteur.....	39
Figure IV.7 : Espacement entre goujons (parking : dalle+solive) .....	40
Figure IV.8 : Largeur efficace de la dalle (parking : dalle + poutre principale).....	41
Figure IV.9 : Espacement entre goujons (parking : dalle+P.P).....	45
Figure IV.10 : Dimensions de la tôle nervurée (centre commercial).....	46

Figure IV.11 : Espacement entre goujons (centre commercial : dalle+solive).....	51
Figure IV.12 : Largeur efficace de la dalle (centre commercial : dalle+P.P).....	51
Figure IV.13 : Espacement entre goujons (centre commercial : dalle+P.P) .....	56

## **Chapitre V : Etude sismique.**

Figure V.1 : Modèle de la structure en 3D.....	59
Figure V.2 : Diagramme de spectre de réponse suivant X.....	63
Figure V.3 : Diagramme de spectre de réponse suivant Y .....	63
Figure V.4 : Translation suivant l'axe X-X avec une période de 0,71s.....	64
Figure V.5 : Translation suivant l'axe Y-Y avec une période de 0,70s .....	65
Figure V.6 : Translation suivant l'axe Z-Z avec une période de 0,51s .....	65

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

Figure VI.1 : Contreventement en X .....	78
Figure VI.2 : Schéma de l'escalier a deux volées .....	80
Figure VI.3 : Constituants d'un escalier .....	80
Figure VI.4 : Schéma statistique de la volée.....	83
Figure VI.5 : Charge revenant au limon.....	83
Figure VI.6 : Garde-corps.....	89
Figure VI.7 : Chargement du garde-corps.....	91
Figure VI.8 : Modèle 3D du garde-corps.....	91
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage.....	94

## **Chapitre VII : Calcul des assemblages**

Figure VII.1 : Assemblage poteau-poutre principale .....	96
Figure VI.2 : Assemblage poutre -platine.....	97
Figure VII.3 : Symboles pour les entraxes des fixations.....	99
Figure VII.4 : Assemblage poteau- poutre secondaire.....	102
Figure VII.5 :.Assemblage poutre-solive.....	104
Figure VII.6 : Assemblage poteau- poteau.....	106
Figure VII.7 : Assemblage contreventement en X.....	108
Figure VII.8 : Assemblage poteau- poutre de la rampe.....	111
Figure VII.9 : Assemblage poutre rampe – platine.....	111
Figure VII.10 : Assemblage pied de poteau.....	116
Figure VII.11 : Plaque d'assise à projection courte.....	117
Figure VII.12 : Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.....	120

Figure VII.13 : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.....	122
Figure VII.14 : Les deux tronçons en T comprimés.....	123

## **Chapitre VIII : Calcul de l'infrastructure.**

Figure VIII .1 : Coupes des deux sondages effectués.....	129
Figure VIII .2 : schéma de charges appliquées sur le radier.....	130
Figure VIII .3 : Diagramme des moments fléchissant du radier.....	130
Figure VIII .4 : Moment $M_{11}$ à l'ELU.....	132
Figure VIII.5 : Moment $M_{22}$ à l'ELU.....	132
Figure VIII.6 : Plan de ferrailage du radier général suivant x-x.....	139
Figure VIII.7 : Plan de ferrailage du radier général suivant y-y.....	139
Figure VIII.8 : Schéma statique d'un mur de soutènement .....	140
Figure VIII.9 : Section du calcul du ferrailage pour le mur de soutènement .....	141
Figure VIII.10 : schéma de ferrailage du mur de soutènement .....	145
Figure VIII.11 : Courbe largeur en fonction de hauteur de la semelle.....	146
Figure VIII.12 : Etapes de réalisation d'un pieu foré tubé.....	146
Figure VIII.13 : Résultat du 1 <sup>er</sup> calcul des pieux.....	148
Figure VIII.14 : Résultat du 2 <sup>ème</sup> calcul des pieux.....	148
Figure VIII.15 : Résultat du 3 <sup>ème</sup> calcul des pieux.....	149
Figure VIII.16 : Section du ferrailage du pieu.....	151
Figure VIII.17 : Plan de ferrailage des pieux.....	152

# Liste des tableaux

## Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Tableau II-1 : Coefficients de forme-toitures à un versant.....	14
Tableau II-2 : Coefficients de pression extérieur.....	17
Tableau II-3 : Valeurs de $q_j$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V).....	19

## Chapitre III : Etude initiale des éléments.

Tableau III.1 : Vérification de la flèche des solives.....	24
Tableau III.2 : Vérification des sollicitations sur les solives. ....	25
Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE200.....	25
Tableau III.4 : Caractéristiques du profilé IPE220.....	25
Tableau III.5 : Vérification de la flèche des poutres.....	27
Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEA340.....	27
Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé HEA360.....	27
Tableau III.8 : Les charges reprises par les poteaux.....	28
Tableau III.9 : Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.....	30
Tableau III.10 : Caractéristiques du profilé HEA180.....	30
Tableau III.11 : Caractéristiques du profilé HEA280.....	30
Tableau III.12 : Caractéristiques du profilé HEA340.....	31

## Chapitre V : Etude sismique.

Tableau V.1 : Facteur de qualité suivant les deux sens.....	61
Tableau V.2 : Poids total des étages.....	62
Tableau V.3 : Pourcentage de participation de masse.....	64
Tableau V.4 Les forces sismiques suivant les deux sens.....	66
Tableau V.5 : Comparaison de $V_{dyn}$ avec 80% $V$ .....	66
Tableau V.6 : Déplacements résultants suivant X .....	67
Tableau V.7 : Déplacements résultants suivant Y.....	67
Tableau V.8 : Effet P- $\Delta$ suivant X-X.....	68
Tableau V.9 : Effet P- $\Delta$ suivant Y-Y.....	69

## Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Tableau VI.1 : Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.....	75
--	----

Tableau VI.2 : Résistance des poteaux.....	75
Tableau VI.3 : Vérification de la poutre secondaire IPE 160.....	77
Tableau VI.4 : Les données de calculs ferrailage.....	92
Tableau VI.5 : Contraintes de calcul.....	92
Tableau VI.6 : Calcul des moments réduits de l'acrotère.....	93
Tableau VI.7 : Calcul des paramètres caractéristiques de la section réduite de l'acrotère .....	93
Tableau VI.8 : Détermination de la section des aciers tendus.....	93

## **Chapitre VII : Calcul des assemblages.**

Tableau VII.1 : Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.....	120
--	-----

## **Chapitre VIII : Calcul de l'infrastructure.**

Tableau VIII.1. : Les sollicitations sur le radier.....	133
Tableau VIII.2 : Ferrailage de la dalle.....	138
Tableau VIII.3 : Diamètre, Ancrage et caractéristiques géotechniques des pieux. ....	147
Tableau VIII.4 : Disposition constructive des pieux forés tubés.....	150

# LISTE DES NOTATIONS

## Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

V : Surcharge climatique du vent.

## Les caractéristiques d'un profilé 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.

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.

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.  
 $V_{réf}$ : 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.

### **Minuscules grecques**

$\chi$ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.  
 $\beta_w$ : Facteur de corrélation.  
 $\gamma_M$ : Coefficient de sécurité.  
 $\lambda$ : Élancement.  
 $\lambda_{LT}$ : Élancement 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**

adm : admissible.  
ep : épaisseur.  
eff : efficace.  
EC : étage courant  
Ter : terrasse  
*fr* : Frottement.  
m : Moyenne.  
*réf* : Référence.  
max : Maximum.  
min : Minimum.  
corresp : Correspondante.  
e : Externe.  
i : Interne.  
x : Sens x.  
y : Sens y.

# Introduction Générale

La structure à étudier est un parc de stationnement à étages multiples largement ventilés, c'est des structures qui ont fait l'objet depuis ces vingt dernières années d'un ajustement de la réglementation dans les pays industrialisés facilitant ainsi leur adoption.

Ils ont comme principale caractéristique une très bonne ventilation permettant d'évacuer facilement l'énorme quantité de fumée que génère un incendie.

Les mesures de protection ou les méthodes de calcul au feu ont été développées et unifiées. L'expérience et les essais grandeur nature démontrent qu'une structure en acier non protégée connectée à une dalle en béton résiste parfaitement à un incendie, satisfaisant ainsi totalement les exigences de la réglementation incendie.

Les parcs de stationnement aériens en construction métallique répondent favorablement à l'évolution du trafic citadin, et assure :

- ✓ **La sécurité** : L'aménagement est conçu de manière à accroître la sécurité des personnes.
- ✓ **L'espace** : Les poutres de longues portées permettent une réduction du nombre de colonnes, et par conséquent un gain de places.

Une construction, quel que soit sa fonction et son principe constructif doit être capable de résister aux différents efforts et sollicitations qui lui sont appliqués.

La structure métallique portante comprend les poteaux verticaux et les poutres horizontales, connectés normalement par boulonnage. Les forces horizontales dues à la poussée du vent et aux forces sismiques sont transmises horizontalement par le plancher aux contreventements verticaux.

# **CHAPITRE I**

## *Généralités sur la Conception de l'ouvrage*

## I.1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à étudier un parking aérien à étages multiples, de forme en L en charpente métallique.

Le projet sera implanté à la ville de Tlemcen exactement à Bab El-Djiad qui est une zone de faible sismicité (I) selon le règlement (RPA99 V2003).

Cet ouvrage est constitué d'un entre sol, un rez-de-chaussée, et de quatre (04) niveaux supérieurs, de deux rampes entre chaque demi étages pour l'accès des véhicules et un escalier en acier pour piétons

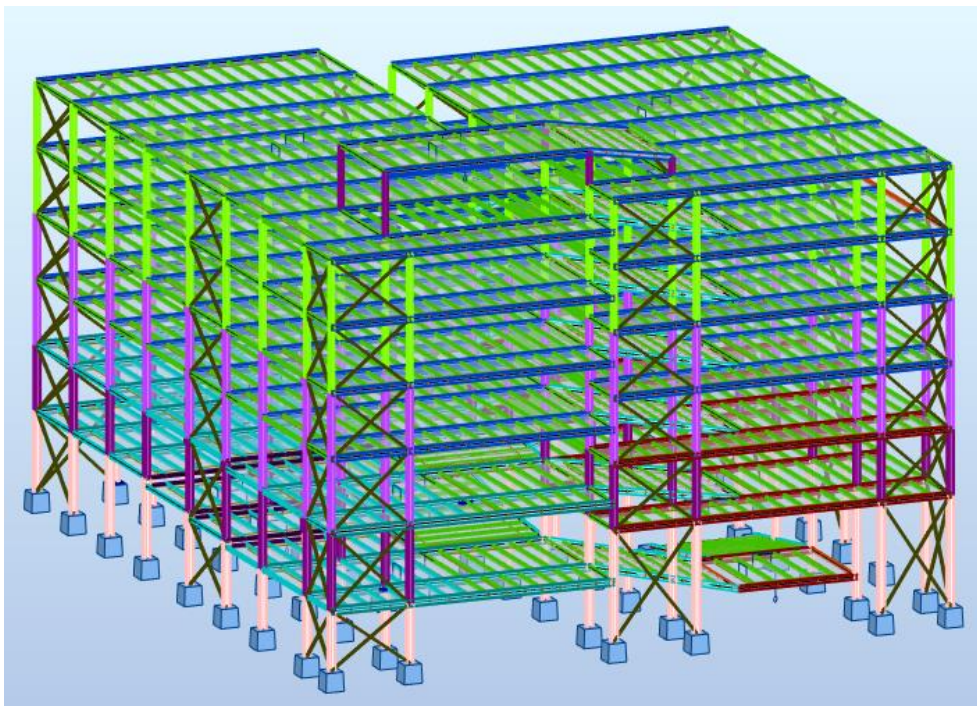


Figure I.1 : Modélisation en 3D de la structure

## I.2. Caractéristiques Géométriques

- ✓ Surface occupée par le bâtiment  $\Rightarrow 1425,6 \text{ m}^2$
- ✓ Longueur totale du bâtiment  $\Rightarrow 40,45 \text{ m.}$
- ✓ Largeur totale du bâtiment  $\Rightarrow 35,18 \text{ m.}$
- ✓ Hauteur totale du bâtiment  $\Rightarrow 25,77 \text{ m.}$
- ✓ Hauteur de l'étage courant  $\Rightarrow 3,57 \text{ m.}$
- ✓ Hauteur de l'entre sol  $\Rightarrow 6,05 \text{ m.}$
- ✓ Hauteur du garde-corps  $\Rightarrow 1 \text{ m.}$

### I.3. Données concernant le site

- ✓ Altitude : 800 m.
- ✓ Zone de neige par commune : Zone A.
- ✓ Zone du vent : Zone II.
- ✓ Zone sismique : Zone I (région de faible sismicité)

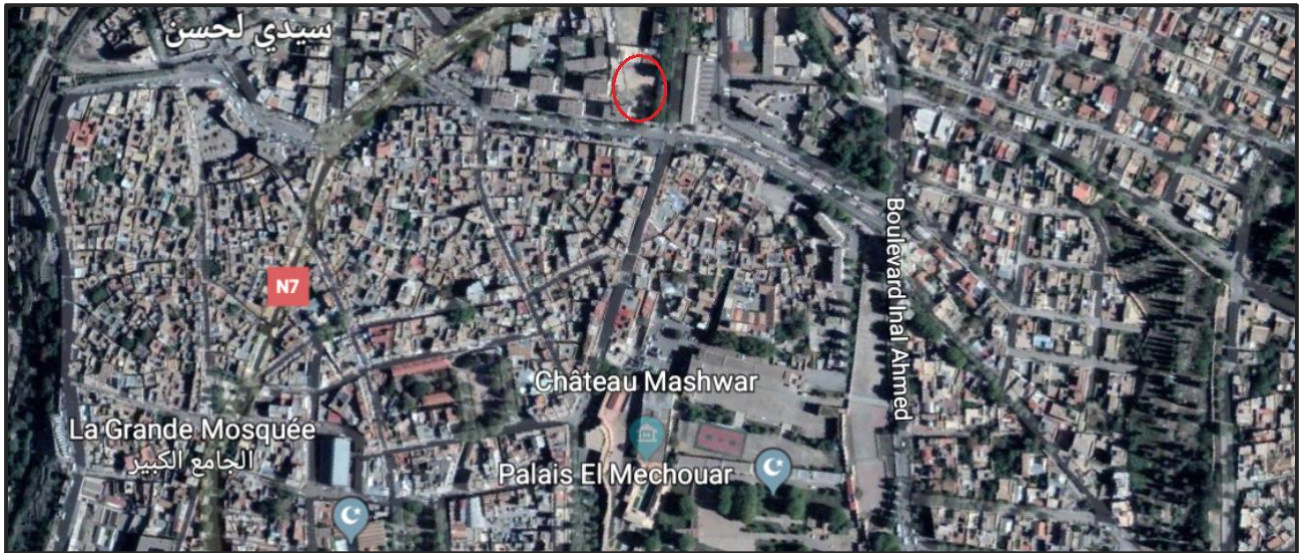


Figure I.2 : Localisation du site du projet (Google Earth).

### I.4. Caractéristiques Structurales

#### I.4.1. Ossature de la structure

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

#### I.4.2. Plancher

On a choisi des planchers mixtes à dalle collaborante, dont la composition sera illustrée dans le chapitre 4, le plancher mixte est un élément structural qui a de nombreux avantages :

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

Le bac d'acier (tôle profilée), cet élément permet de :

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

La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des goujons connecteurs.

#### **I.4.3. L'escalier :**

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment. La structure comporte un seul type d'escaliers droit à deux volées avec un palier de repos.

#### **I.4.3. Les rampes :**

La structure comporte aussi deux rampes qui relient entre chaque demi-étage de la structure, une façon de réduire la longueur des rampes tout en conservant des pentes d'inclinaison raisonnables, qui doivent être inférieures à 15%.

#### **I.4.4. Les façades :**

L'ouvrage est un parc de stationnement aérien, du fait les façades respectent le principe de ventilation 'Surfaces de ventilation au moins égales à 50% de la façade et à 5% de la surface du plancher par niveau'.



Figure I.3. Photo d'un parc de stationnement aérien multi-étages.

### I.4.5. Le contreventement :

Ce sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du séisme dans la structure et les transmettre au sol. Ils sont disposés en façades (palées de stabilité). On utilise pour cela des palées triangulées en X.

### I-5. Règlements utilisés

- ✓ CCM97 : Règles de calcul des constructions 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.
- ✓ Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites

### I.6. Logiciels utilisés

- ✓ AUTODESK Auto CAD 2016
- ✓ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.
- ✓ SAP2000 V14.

### I-7. Matériaux utilisés

#### I-7.1. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant généralement pas 1%, parmi ses avantages la résistance, la légèreté et la ductilité.

Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

1. Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
2. Module d'élasticité transversal :  $G = \left(\frac{E}{2(1+\nu)}\right) = 81000 \text{ N/mm}^2$
3. Coefficient de contraction latéral (poisson) :  $\nu = 0,3$
4. Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235 caractérisé par :

- ✓ Limite d'élasticité :  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- ✓ Nuance d'acier : Fe360

## I-7.2. Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction.

Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- ✓ Masse volumique :  $\rho = 2500 \text{Kg/m}^3$
- ✓ La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$  pour le béton de classe C25/30.
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours:  $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,5 = 2,1 \text{MPa}$ .

## I.8 Les actions

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

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

## I.9 Les combinaisons d'action « CCM97-article 2.3.2.2 »

### I.9.1. Situations durables

#### I.9.1.1. ELU

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

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

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1,5 \cdot Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1,5 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki}$$

- $G_{kj}$  Valeur caractéristique des actions permanentes.
- $Q_{ki}$  Valeur caractéristique des actions variables.

$$\begin{cases} \gamma_{Gj} = 1,35 \rightarrow \text{Si l'action agit défavorablement.} \\ \gamma_{Gj} = 1 \rightarrow \text{Si l'action agit favorablement} \end{cases}$$



**I.9.1.2.ELS**

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

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

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k.max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables

$$\sum_j G_{kj} + 0,9 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki}$$

**I.9.2 Situations accidentelles** « RPA 99 version 2003 article 5.2 »

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calculs sont :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \cdot E \\ G + Q \pm 0,8E \end{cases}$$

**I.10. Limites des flèches et des déplacements****I.10.1. Flèche verticale**

$$\begin{cases} \delta_{vmax} = \frac{L}{250} \rightarrow \text{Pour tous les planchers de la structure.} \\ \delta_{vmax} = \frac{L}{200} \rightarrow \text{Pour les planchers de toitures.} \end{cases}$$

**I.10.2. Flèche horizontale**

$$\begin{cases} \delta_{i,max} = \frac{h_i}{250} \rightarrow \text{Avec vent} \\ \delta_{i,max} = \frac{h_i}{300} \rightarrow \text{Sans vent} \end{cases}$$

# **CHAPITRE II**

## *Evaluation des charges et surcharges*

## I.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre bâtiment, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et les effets climatiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

On procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent en se basant sur le règlement neige et vent dit RNV99 version 2013.

## II.2. Charges permanentes G

### II.2.1. Les planchers

#### II.2.1.1. Plancher étage courant (Parking)

- ✓ Asphalte coulé et béton bitumineux (e=5 cm)..... $0,05\text{m} \times 2200 \text{ daN/m}^3 = 110 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Dalle en béton armé (e=14cm)..... $0,14\text{m} \times 2500 \text{ daN/m}^3 = 350 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Tôle profilé type cofrastra (e=1 mm)..... $13,1 \text{ daN/m}^2$

$$G=473,1 \text{ daN/m}^2$$

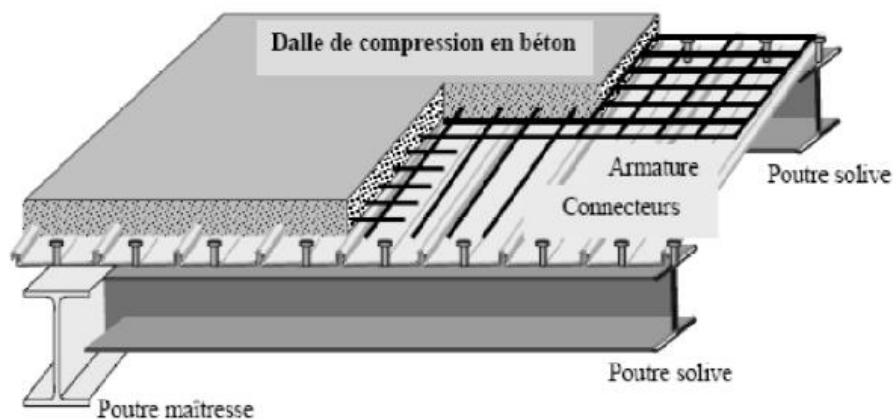


Figure II.1 : Composition du plancher mixte collaborant.

#### II.2.1.2. Plancher étage courant (locaux commerciaux)

- ✓ Dalle de compression (8 cm)..... $0,08\text{m} \times 2500\text{daN/m}^3 = 200\text{daN/m}^2$
- ✓ Mortier de repos (2 cm)..... $0,02\text{m} \times 1800 \text{ daN/m}^3 = 36 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Lit de sable (2 cm)..... $0,02\text{m} \times 1700\text{daN/m}^3 = 34 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Revêtement en carrelage ..... $0,02\text{m} \times 2000\text{daN/m}^3 = 40 \text{ daN/m}^2$

- ✓ Faux plafond (2 cm).....0,02m×1000daN/m<sup>3</sup>= 20 daN/m<sup>2</sup>
  - ✓ Tôle nervurée HI-Bond 55.....12,8 daN/m<sup>2</sup>
- G= 342,8 daN/m<sup>2</sup>**

**II.2.1.3. Plancher terrasse (accessible)**

- ✓ Asphalté coulé et béton bitumineux (ép=5 cm).....0,05m×2200daN/m<sup>3</sup>=110 daN/m<sup>2</sup>
  - ✓ Etanchéité multicouche (ép=2 cm).....12 daN/m<sup>2</sup>
  - ✓ Isolation thermique (blocs de liège : ép=4 cm)..... 16 daN/m<sup>2</sup>
  - ✓ Dalle de compression (ép = 14 cm).....0,14m × 2500daN/m<sup>3</sup>= 350 daN/m<sup>2</sup>
  - ✓ Tôle d’acier nervurée type cofrastra 40 (1 mm).....13,1 daN/m<sup>2</sup>
- G= 501,1 daN/m<sup>2</sup>**

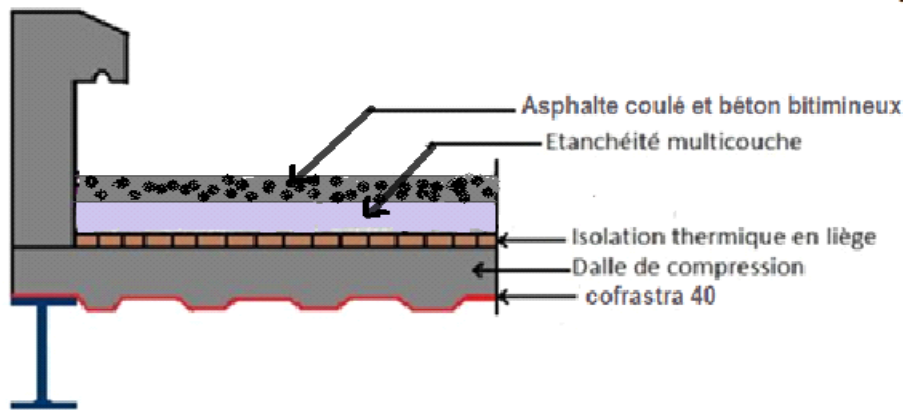


Figure II.2 : Plancher terrasse accessible

**II.2.1.4. Plancher terrasse (inaccessible)**

- ✓ Gravillon de protection..... 20 daN/m<sup>2</sup>
  - ✓ Etanchéité multicouche (ép = 2 cm) .....12 daN /m<sup>2</sup>
  - ✓ Isolation thermique (blocs de liège : ép = 4cm).....16 daN/m<sup>2</sup>
  - ✓ Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm).....220 daN/m<sup>2</sup>
  - ✓ Dalle de compression (ép = 8 cm).....200 daN/m<sup>2</sup>
  - ✓ Tôle d’acier nervuré HI-bond 55 (coffrage perdu).....12,8 daN/m<sup>2</sup>
- G<sub>ter.in</sub> = 480,8 daN/m<sup>2</sup>**

**II.2.1.5. L'escalier**

**A. Les éléments constituant de palier**

- ✓ TN40.....10 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Dalle en béton(ép = 8cm).....200 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose.....44 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Revêtement textile.....8 daN/m<sup>2</sup>

**Gp = 262daN/m<sup>2</sup>**

**B. Les éléments constituant la volée**

- ✓ Tôle striée ep 5cm.....45 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose.....44 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Revêtement textile.....8 daN/m<sup>2</sup>

**Gv= 97 daN/m<sup>2</sup>**

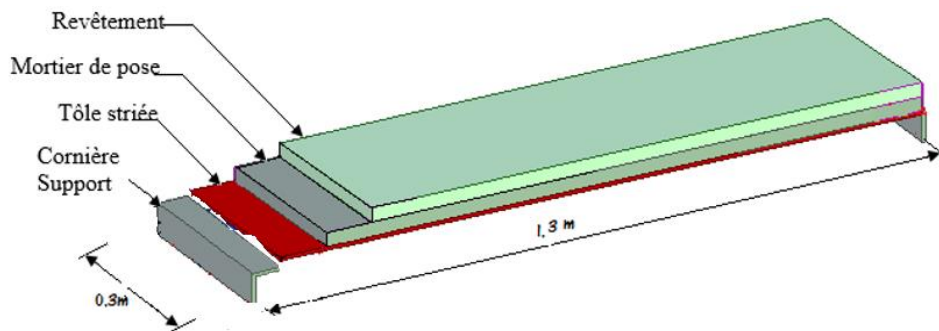


Figure II.3 : Les constituants d'une marche

**II.2.1.6. Garde-corps (l'acrotère)**

Surface =  $(0.05 \times 0.1)/2 + (0.1 \times 0.1) + (0.15 \times 1) = 0.1625 \text{ m}^2$

- ✓ Le poids propre de l'acrotère .....  $(0.1625 \times 2500) = 406,25 \text{ daN/ml}$
- ✓ Enduit en ciment (e=2cm)..... $(20\text{kN/m}^2 \times 1\text{m}^2 \times 2\text{cm}) = 40 \text{ daN/ml}$

**G = 446,25 daN/ml**

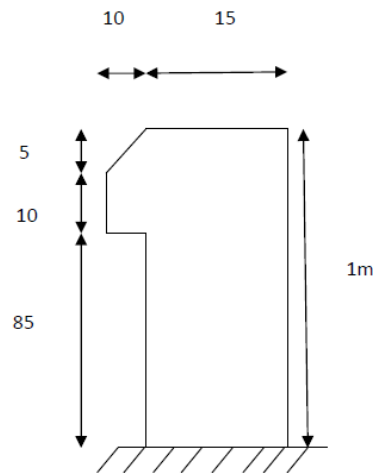


Figure II.4 : Schéma de l'acrotère.

### II.3. Charge d'exploitation Q

- ✓ Plancher terrasse accessible .....250 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Plancher terrasse inaccessible .....100 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Plancher étage courant (parking) .....250 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Escalier (parking).....400 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Plancher courant (locaux commerciaux).....500 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Escalier (locaux commerciaux).....400 daN/m<sup>2</sup>

### II.4. Charge climatique

#### II.4.1. Action de la neige

##### II.4.1.1. Le but

Cette étude a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

Cette structure est située en Algérie à une altitude inférieure à 2000 m, alors le règlement RNV 99 version 2013 peut être appliqué.

##### II.4.1.2. Calcul des charges de neige sur la toiture

La charge caractéristique de la 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 [1] de l'article [3.1.1] du RNV 99 v 2013.

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

Où :

$S_k$ : La charge de la neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude du lieu considéré et de la zone de la neige (kN/m<sup>2</sup>).

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

La valeur de  $S_k$  en kN/m<sup>2</sup> est déterminée en fonction de l'altitude  $H$  (par rapport au niveau de la mer) en [m] du site considéré.

Ce projet est implanté à Tlemcen exactement à Bab El-Jiad qui est classée en zone A selon la classification du règlement avec une altitude d'environ 800m.

$$\text{Zone A} \rightarrow S_k = \frac{0,07 H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 800 + 15}{100} = 0,71 \text{ KN/m}^2$$

La structure présente le type de toiture plate c'est-à-dire un versant avec  $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ , selon le tableau 1 du RNV99 v2013 ; le coefficient de forme des toitures  $\mu = 0,8$ .

La charge de neige est alors :  $S = 0,8 \times 0,71 = 0,568 \text{ KN/m}^2 \cong 57 \text{ daN/m}^2$

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu$	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau II.1 : Coefficients de forme-toitures à un versant.

#### II.4.2. Charge du vent

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation "Règlement neige et vent" (D.T.R-B.C-2.47), l'effet du vent par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d \cdot [C_{pe} - C_{pi}]$$

Avec :

$q_{dyn}$ : Pression dynamique du vent.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur.

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieur

Comme l'ouvrage est implanté dans une ville où il est entouré de bâtiments des trois façades ce qui empêche l'effet du vent sur ces parois, donc on va supposer qu'il y a une seule direction du vent.

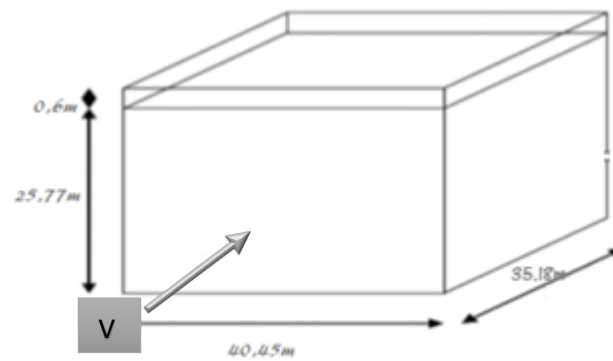


Figure II.5 : Vent sur la façade principale de la structure.

#### II.4.2.1. Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la région de Bab-El-Djiad, wilaya de Tlemcen.

Les données relatives au projet sont les suivants :

Site plat	→	$C_t = 1$	;	$Z_0 = 1m$
Zone II	→	$q_{réf} = 435 N/m^2$	;	$Z_{min} = 10m$
Catégorie du terrain VI	→	$K_T = 0,234$	;	$\varepsilon = 0,6$

#### II.4.2.2. Pression dynamique

Pour une structure permanente  $q_{dyn}$  est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e(Z_e)$$

Avec :

$q_{réf}$ : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone de vent.

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité ( $C_r$ ), du coefficient de topographie ( $C_t$ ), la hauteur  $Z$  considérée en (m) et l'intensité de turbulence  $I_v$ .

$$C_e(z_j) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times (1 + 7I_v(z))$$

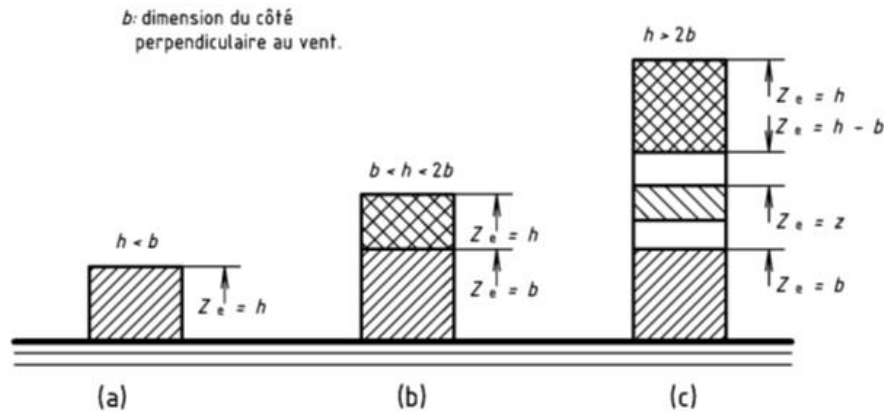
#### II.4.2.3. Hauteur de référence $z_e$

Selon le RNV99 version 2003 (cf. chapitre 2 § 2.3.2) ;

Pour les parois verticales  $Z_e$  est déterminé en fonction de la hauteur maximale  $h$  du bâtiment, et la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.



II.4.2.4. Coefficient de rugosité : (Cr)



FigureII.6 : Hauteur de référence.

Comme dans notre cas  $h < b \longrightarrow z_e = h$

On a  $z = 25,77m$  ;

$$z_{min} \leq z \leq 200m \longrightarrow Cr(z) = KT \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$\longrightarrow Cr(z) = 0,234 \times \ln\left(\frac{25,77}{1}\right)$$

$$\longrightarrow Cr(z) = 0,76$$

II.4.2.5. Coefficient de topographie :(Ct)

Site plat  $\longrightarrow Ct(z)=1$

II.4.2.6. Intensité de turbulence : (Iv)

Puisque :  $z > z_{min} \longrightarrow Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$

$$Iv(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{25,77}{1}\right)} = 0,30$$

Ce qui nous donne :  $Ce(z_j) = (1)2 \times (0,234)2 \times (1 + 7 \times 0,30)$

$$Ce(z_j) = 1,79$$

Alors,  $q_{dyn}(z) = 43,5 \times 1,79 = 77,865 \text{ DaN/m}^2$

### II.4.2.7. Coefficient dynamique : ( $C_d$ )

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature est comportant des murs, et dont la hauteur  $h$  est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée est conservative  $C_d = 1$  peut être considérée.

### II.4.2.8. Détermination de la pression aérodynamique :

$$q_j = C_d \times W(z) \quad W(z) = q_p(Z) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ (N/m}^2\text{)}$$

#### A. Le coefficient de la pression intérieure $C_{pe}$ :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \longrightarrow \text{puisque } S > 10\text{m}^2$$

Le coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

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

Tableau II.2 : Coefficients de pression extérieure.

On désigne :

$b$  : La dimension perpendiculaire à la direction du vent

$d$  : La dimension parallèle à la direction du vent.

#### A.1. Paroi verticale

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

On a :  $b = 40,45$  m,  $d = 35,18$  m et  $h = 25,77$  m.

Et  $e = \min [b ; 2.h] \longrightarrow e = \min [40,45 ; 51,54] \gg e = 40,45$  m.

Alors on est dans le cas où  $d > e$

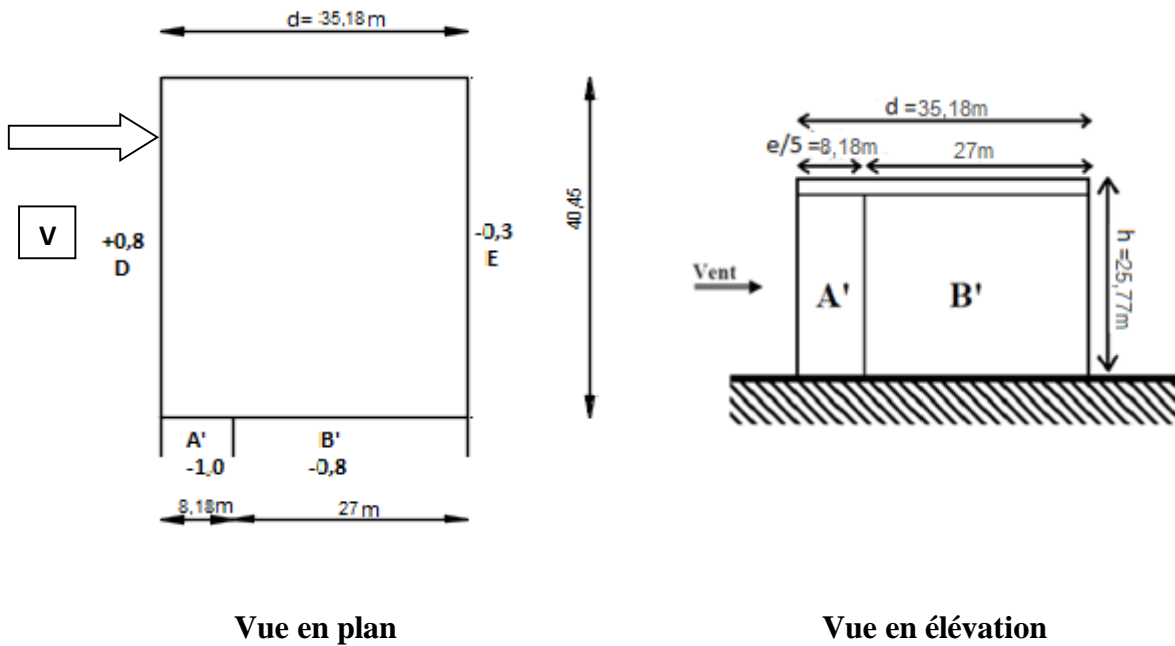


Figure II.7 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent.

**B. Coefficient de pression intérieur C<sub>pi</sub>**

Le coefficient de pression intérieur C<sub>pi</sub> prend en considération l’influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l’indice de perméabilité μ<sub>p</sub> et du rapport h/d.

On définit l’indice de perméabilité μ<sub>p</sub> avec la formule donnée dans l’article 2.2.2 chap.5 RNV99 V2013.

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

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

$h/d = \frac{25,77}{35,18} = 0,73$  , en faisant l’interpolation entre h/d=1 et h/d =0,25 on peut faire sortir le C<sub>pi</sub> qui correspond à h/d=0,73.

$$\mu_p = \frac{258,9+222,3+275,85}{943,283} = 0,8 \rightarrow C_{pi} = -0,264$$

Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>p</sub> (DaN /m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> - C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> (DaN /m <sup>2</sup> )
A'	1	77,865	-1,0	-0,264	-0,736	-57,31
B'	1	77,865	-0,8	-0,264	-0,536	-41,74
D	1	77,865	+0,8	-0,264	+1,064	+82,85
E	1	77,865	-0,3	-0,264	-0,036	-2,80

Tableau II.3 : Valeurs de q<sub>j</sub> suivant les zones de la paroi verticale (direction V).

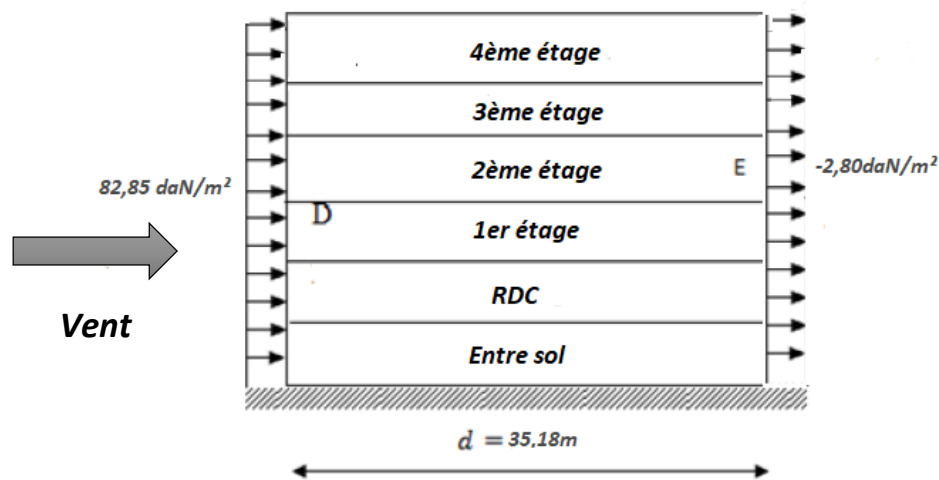


Figure II.8 : Pressions exercées sur les zones D, E.

**II.4.2.9. Effet du vent sur la toiture**

L'effet du vent sur la toiture d'une construction est important et a une influence sur la stabilité d'une structure légère mais notre projet est un bâtiment R+4 avec remplissage en maçonnerie et des planchers mixtes (acier-béton) ce qui le rend lourd, donc l'étude au vent sur la toiture est inutile dans notre cas.

**II.4.2.10. Calcul des forces de frottement F<sub>ft</sub>:**

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent, l'un des rapports suivant doit être vérifié :

$$\begin{cases} \frac{d}{b} \geq 3 \\ \text{ou} \\ \frac{d}{h} \geq 3 \end{cases} \quad (\text{Article 1.4.2 chapII RNV 99})$$

où:

b (en mm) : La dimension de la construction perpendiculaire au vent.

d (en mm) : La dimension de la construction parallèle au vent.

h (en mm) : La hauteur de la construction.

**Direction du vent V1** : (b=40,45m, d=35,18m, h= 25,77m)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{35,18}{40,45} = 0,87m < 3 \\ \frac{35,18}{25,22} = 1,36m < 3 \end{array} \right. \quad \text{Conditions Non Vérifiées}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, pour cela, on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent.

### II.4.3. Conclusion

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

# **CHAPITRE III**

## *Pré dimensionnement des éléments*

### III.1. INTRODUCTION

L'étude initiale a pour but de « pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon l'Eurocode 3 et le CCM 97. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité. Les caractéristiques de cette structure (géométrie, matériaux), étant définies au premier chapitre, nous passons, dans celui-ci à une étude initiale des éléments porteurs du bâtiment, à savoir le plancher, les poutres principales (sommiers), et les poteaux.

### III.2. Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles continues sur 7 appuis qui reposent sur les poutres Principales et qui travaillent à la flexion simple.

#### III.2.1. L'entraxe des solives

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

$$0,7 \leq \text{entraxe} \leq 1,5\text{m}$$

Longueur de la poutre principale :  $L_{\text{Max}} = 11,6 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \text{Entraxe} = \frac{11,6}{10} = 1,05\text{m} \rightarrow e_{\text{solive}} = 1,05\text{m}$$

Avec le nombre de solive est égal à 9.

Comme les longueurs ne sont pas les mêmes on va prendre le cas le plus défavorable,

C'est-à-dire la plus longue portée  $L = 6,1\text{m}$ .

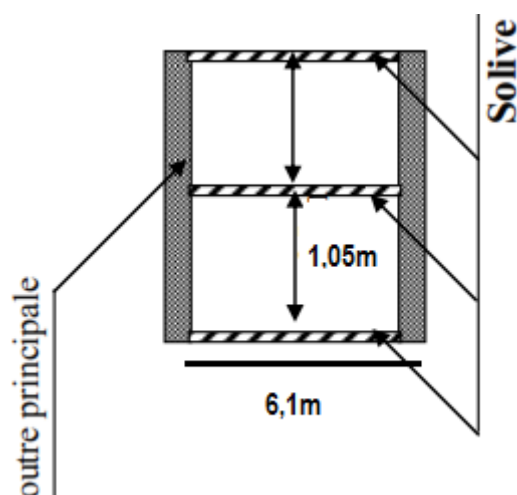


Figure III.1 : Espacement et longueur des solives

**III.2.2. Solive du plancher étage courant (usage stationnement)**

**III.2.2.1. Vérification de la condition de flèche (ELS)**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq \delta_{v \max}$  avec :  $\delta_{v \max} = \frac{L}{250}$

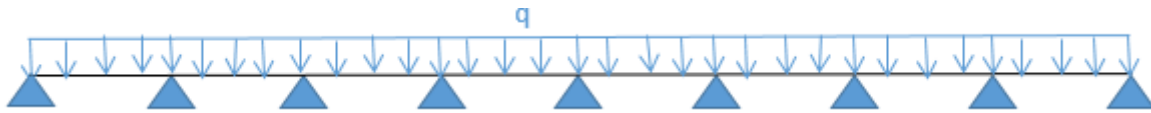


Figure III.2 : Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.

Selon l’abaque de MAQUART (voir annexe B), la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.49f_0 = 0,49 \times \frac{5 q l^4}{384 E I}$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} f_0 : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{array} \right.$

$$Q_{ELS} = G + Q = 473,1 + 250 = 723,1 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 723,1 \times 1,05 = 759,255 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0,49 \times 5 \times 759,255 \times 6,1^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 1,309 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \longrightarrow I_y \geq 1039 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE200 avec,  $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

**III.2.2.2. Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

$$f \leq \delta_{v \max} \quad \rightarrow \quad \text{avec : } \delta_{v \max} = \frac{L}{250} = \frac{6,1}{250} = 0,024$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 22,4 \text{ Kg/m} = 22,4 \text{ daN/ml}$

La charge sera :  $Q_{ELS} = q + pp = 759,255 + 22,4 = 781,655 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{0,49 \times 5 \times 781,655 \times 6,1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 19,43 \times 10^{-6}} = 0,016 < 0,024 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**III.2.2.3. Vérification de la condition de résistance (ELU)**

**A. Classe du profilé IPE 200**

✓ **Classe de l’âme fléchie**

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

$$\frac{159}{5,6} = 28,39 < 72 \quad \rightarrow \text{L’âme est de classe I}$$

✓ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{50}{8,5} = 5,88 < 10 \quad \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$



**B. Vérification au moment fléchissant**

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

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0,846 M_0 = 0,846 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$M_0$  : Le moment d'une poutre simplement appuyée  
 $L$  : La longueur de la travée la plus longue de la poutre

Donc :

$$Q_{ELU} = 1,35 (G \times e_{solive} + PP) + 1,5 Q \times e_{solive} = 1,35 [(473,1 \times 1,05) + 22,4] + 1,5 (250 \times 1,05)$$

$$Q_{ELU} = 1094,609 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{0,846 \times 1094,609 \times 6,1^2}{8} = 4307,23 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 47128181,82 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 4307,230 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 4712,818 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

Le profilé IPE200 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

**Remarque :** la procédure de calcul de la solive ci-dessus est la même pour les autres solives, le calcul des solives est récapitulé dans les tableaux III.1 et III.2 suivants :

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	$Q_{ELS}$ (daN/ml)	$Q_{ELU}$ (daN/ml)	Flèche (m)	$\delta_{v,max}$ (m)
Solive étage courant (parking)	IPE200	6,1	1,05	781,655	1094,609	0,016	0,024
Solive terrasse (parking)	IPE200	6,1	1,05	811,055	1134,299	0,018	0,031
Solive (locaux commerciaux)	IPE220	6,1	1,05	911,140	1308,789	0,014	0,024

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

Eléments	Profilés	Classe de profilé	MSd (daN.m)	Mply,Rd (daN.m)
Solive étage courant (parking)	IPE200	Classe I	4307,23	4712,818
Solive terrasse (parking)	IPE200	Classe I	4463,418	4712,818
Solive (centre commercial)	IPE220	Classe I	5129,843	6097,182

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

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wply cm <sup>3</sup>	Wplz cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
<b>IPE200</b>	22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	159	1943	142,4	220,6	44,61	8,23	2,23

Tableau III.3. Caractéristiques du profilé IPE20

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wply cm <sup>3</sup>	Wplz cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
<b>IPE220</b>	26,2	33,4	220	110	9,2	5,9	177,6	2772	204,9	285,4	58,11	9,11	2,48

Tableau III.4. Caractéristiques du profilé IPE220

### III.3. Pré dimensionnement des poutres principales :

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettre aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

#### III.3.1. Poutre intermédiaire pour étage courant (usage stationnement)

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la poutre principale :  $L = 11,6 \text{ m}$

Entre axe des poutres principales :  $e = 5,55 \text{ m}$

Entre axe des solives :  $e_{\text{solive}} = 1,05 \text{ m}$

$$G = 473,1 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{solive}} = 22,4 \text{ daN/m}$$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$G_{\text{solive}} = \frac{PP(\text{solive})}{\text{entraxe solive}} = \frac{22,4}{1,05} = 21,33 \text{ daN/m}^2$$

$$g = (G + G_{\text{solive}}) \times 5,55 \text{ m} = (473,1 + 21,33) \times 5,55 = 2744,09 \text{ daN/ml}$$

$$q = Q \times 5,55 \text{ m} = 250 \times 5,55 = 1387,5 \text{ daN/ml}$$

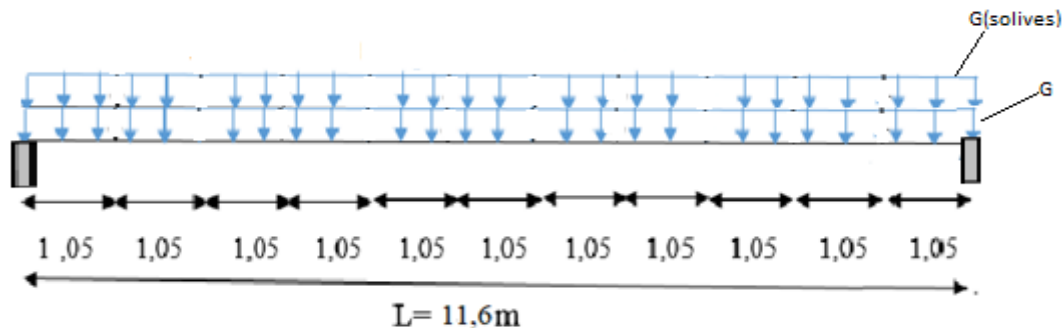


Figure III.3 : Schéma statique de la poutre principale.

### III.3.1.1. Vérification de la flèche :

$$\text{Il faut que } f = f = \frac{qL^4}{384EI} \leq \delta v \text{ max} \quad \rightarrow \quad \text{avec : } \delta v \text{ max} = \frac{L}{250}$$

$$q_{\text{ELS}} = g + q = 2744,09 + 1387,5 = 4131,59 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{4131,59 \times 11,6^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 19993,12 \text{ cm}^2$$

On prend le profilé HEA 320 avec  $I_y = 22930 \text{ cm}^4$

### III.3.1.2. Vérification en tenant compte du poids du profilé :

✓ La flèche :

$$f \leq \delta v \text{ max} \quad \rightarrow \quad \text{avec : } \delta v \text{ max} = \frac{L}{250} = \frac{11,6}{250} = 0,046$$

$$Q_{\text{ELS}} = (g + pp) + q = (2744,09 + 97,6) + 1387,5 = 4229,19 \text{ daN/m}$$

$$f = \frac{4229,19 \times 11,6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 22930 \times 10^{-8}} = 0,041 \text{ m} < 0,046 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA 320 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la flèche.

**Remarque :** la procédure de calcul de la poutre par la condition de flèche ci-dessus est la même pour les autres poutres.

Le calcul des poutres est récapitulé dans le tableau III.5 :

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q <sub>ELS</sub> (daN/ml)	Flèche (m)	$\delta_{v\ max}$ (m)
Poutre étage courant (parking)	HEA320	11,6	5,55	4229,19	0,041	0,046
Poutre terrasse (parking)	HEA340	11,6	5,55	5557,5	0,045	0,058
Poutre (centre commercial)	HEA360	11,6	5,55	6174,4	0,042	0,046

Tableau III.5 : Vérification de la flèche des poutres.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA340</b>	105	133,5	330	300	16,5	9,5	243	27690	7439	1850	755,9	14,40	7,46

Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEA340

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA360</b>	112	142,8	350	300	17,5	10	261	33090	7887	2088	802,3	15,22	7,43

Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé HEA360.

### III.4. Etude initiale des poteaux

On fait une descente de charge sur le poteau le plus sollicité, en considérant toutes les charges permanentes et surcharges d’exploitation.

La hauteur des poteaux est de  $h = 3.57$  m.

Le poteau le plus sollicité c’est celui qui porte une surface de  $S = 42,18$  m<sup>2</sup>.

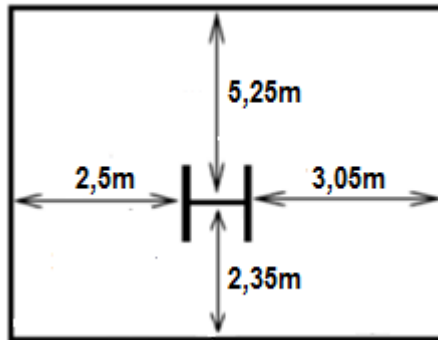


Figure III.4 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Les charges appliquées sur les poteaux sont représentées dans le tableau suivant :

Les charges (daN)		Terrasse	Etages courants
Charge permanente G	Plancher	21136,398	19955,358
	Poutre	582,75	582,75
	solive	1191,68	1191,68
Charge d’exploitation Q		10545	10545

Tableau III.8 : Les charges reprisent par les poteaux.

#### III.4.1. Tronçon d’entre sol au RDC :

##### III.4.1.1. Calcul de l’effort sollicitant

$$N_{Sd} \leq N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{Sd} = 1.35 \times [(G_{Plancher-Ter} + G_{Sol-Ter} + G_{Poutre-Ter}) + 5 \times (G_{plancher-EC} + G_{Poutre-EC} + G_{Sol-EC})] + 1.5 \times [Q_{Plancher-Ter} + 5 \times Q_{Plancher-EC}] = 234483,558 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{234483,58 \times 1.1}{235} = 10975,826 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : **HEA 360** avec  $A = 14280$  mm<sup>2</sup>

## ✓ Calcul de l'effort sollicitant avec poids propre inclus

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $q_{p,p} = 112 \times 6,05 + 112 \times 3,57 \times 5 = 2676,8 \text{ daN}$

La charge sera :

$$N'_{Sd} = N_{Sd} + [1,35 \times q_{p,p}] = 234483,558 + [1,35 \times 2676,8] = 238097,238 \text{ daN}$$

## III.4.1.2. Calcul de l'effort résistant avec effets d'instabilités

## Classe du profilé HEA 360

## ✓ Classe de l'âme comprimée

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

$$\frac{243}{9,5} = 25,58 < 33 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

Donc la section du profilé est de classe I.

## ✓ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{150}{16,5} = 9,09 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

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

$$N'_{Sd} \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta_A)^{0,5} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 6,05}{7,43 \times 10^{-2}} = 40,713 \text{ avec } l_f = 0,5l \text{ (Enc - Enc)} \\ \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \quad \text{avec } \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = 0,43 \geq 0,2$  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 (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\begin{cases} h/d = 1,34 > 1,2 \\ t_f = 17,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc la courbe de flambement est **b**  $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,43 - 0,2) + 0,43^2] = 0,63$$

$$\chi = \frac{1}{0,63 + [0,63^2 - 0,43^2]^{0,5}} = 0,92$$

$$N_{pl,Rd} = 0.92 \times 1 \times 14280 \times \frac{235}{1.1} = 2806669,09 \text{ N}$$

$N'_{Sd} = 280419,324 \text{ daN} < N_{pl,Rd} = 280666,909 \text{ daN}$  Condition vérifiée.

Le profilé **HEA 360** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau III.9 :

Tronçons	profilés	Classe	$N'_{Sd}$ (daN)	$\chi$	$N_{pl,Rd}$ (daN)
Du entre sol au RDC	HEA 340	<b>I</b>	274930,764	0,98	279500,454
Du 1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup>	HEA 280	<b>I</b>	183876,087	0,97	201632,136
Du 3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup>	HEA 180	<b>I</b>	62198,909	0,91	88067,318

Tableau III.9 : Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wply cm <sup>3</sup>	Wplz cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
<b>HEA180</b>	35 ,5	45,3	171	180	9,5	6	122	2510	924,6	324,9	156,5	7,45	4,52

Tableau III.10 : Caractéristiques du profilé HEA180.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wply cm <sup>3</sup>	Wplz cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
<b>HEA280</b>	76 ,4	97,3	270	280	13	8	196	13670	4763	1112	518,1	11,86	7

Tableau III.11 : Caractéristiques du profilé HEA280.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wply cm <sup>3</sup>	Wplz cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
<b>HEA340</b>	105	133,5	330	300	16,5	9,5	243	27690	7439	1850	755,9	14,40	7,46

Tableau III.12 : Caractéristiques du profilé HEA340.

### III.5. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer, initialement les sections des éléments de la structure, afin de pouvoir faire une modélisation du bâtiment avec des profilés proches des sections résistants, mais la vérification des éléments métallique avec la descente de charge seul n'est pas suffisant pour de faire le dimensionnement final, c'est pour cela on entamera le calcul du plancher mixte.



# **CHAPITRE IV**

*Etude plancher mixte*

## IV.1. INTRODUCTION

Le plancher mixte est un système porteur formé par les poutres, la tôle profilée et la dalle en béton armé coulé dessus. Le béton remplit la fonction de membrure supérieure comprimée, la tôle profilée sert d'armature et garantit par sa forme l'adhérence au béton.

Un léger treillis d'armatures dans la dalle est destiné à limiter la fissuration du béton. Lorsque la dalle est liée à la poutre principale par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton, ce système est très économique.

## IV.2. Dimensionnement de la dalle mixte (parking)

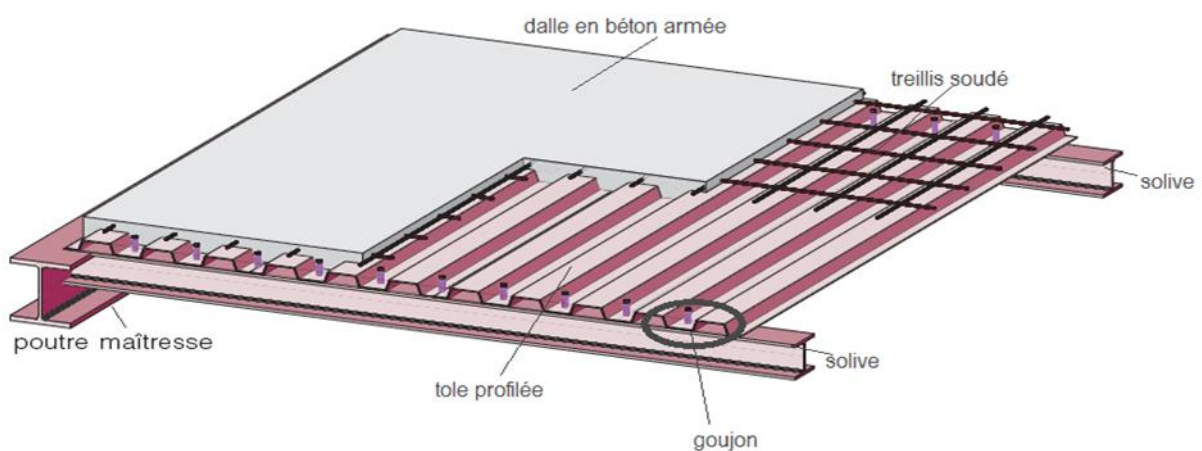


Figure IV.1: Plancher mixte acier-béton.

Pour l'étude de la dalle collaborante, on calcule la dalle en deux phases :

- ✓ **Phase de construction** : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.
- ✓ **Phase final** : c'est la 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 de la tôle et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

#### IV.2.1.1 Vérification de tôle profilée en acier utilisé comme coffrage

##### A. Chargement

- ✓ La surcharge de chantier (ouvrier et matériel) 150 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Poids propre Tôle nervurée Cofrastra 40 13.10 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Poids propre de béton  $h_c=14\text{cm}$  350 daN/m<sup>2</sup>

### B. Caractéristique de la tôle

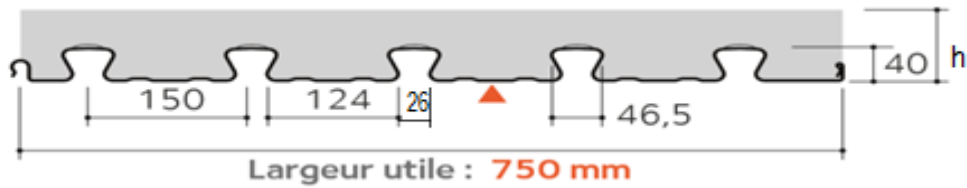


Figure IV.2 : Dimensions de la tôle nervurée.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX} = 37,58 \text{ cm}^4 \\ \text{Inertie efficace : } I_{\text{eff}} = 25,41 \text{ cm}^4 \\ \text{Aire} = 16,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Poids} = 13,10 \text{ daN/m}^2 \\ \text{Position fibre neutre } v_i = 1,06 \text{ cm} \\ \text{Module d'inertie } I/v_i = 23,95 \text{ cm}^3 \\ F_{yp} = 350 \text{ N/m}^2 \end{array} \right.$$

### C. Calcul de la flèche

On doit vérifier que :  $\delta \leq \frac{L}{180}$  (Fiche technique de la tôle)

$$q = G + Q = (13,1 + 350) \times 0,75 + 150 \times 0,75 = 384,825 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = 0,49 \times \frac{5ql^4}{384EI} = 0,49 \times \frac{5 \times 384,825 \times 1,05^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^9 \cdot 25,41 \cdot 10^{-8}} = 0,06 \leq \frac{1,05}{180} = 0,58$$

### D. Vérification à la flexion

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{Rd}$

$$\text{Soit } q = 1,35 \cdot (13,1 + 350) + 1,5 \times 150 = 715,185 \text{ daN/m}$$

Avec moment en travée est égale :

$$M_{Sd} = 0,846 \times \frac{ql^2}{8} = 0,846 \times \frac{715,185 \times 1,05^2}{8} = 83,38 \text{ daN.m}$$

$$M_{pLRd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23,95 \cdot 350 \cdot 10^{-1}}{1,1} = 762,05 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

### IV.2.2. Phase finale

En considérant la section mixte, on remarque que la résistance et la capacité portante augmente et la flèche diminue, de ce fait on a diminué la section de la solive et opté pour la section mixte d'un IPE 120 solidaire à la dalle en béton armé, de portée de 6,1m espacées de 1,05m.

### IV.2.2.1. Vérification de la section mixte (Dalle + solive)

#### A. Largeur efficace de la dalle

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

Avec  $L_0$  : La portée de la poutre ( $L_0 = 6,1\text{m}$ )

$$b_1 = b_2 = 0,525\text{m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6,1}{8}; 0,525\right) = 0,525 \quad \text{donc} : \quad b_{\text{eff}} = 2 \times 0,525 = 1,05\text{ m}$$

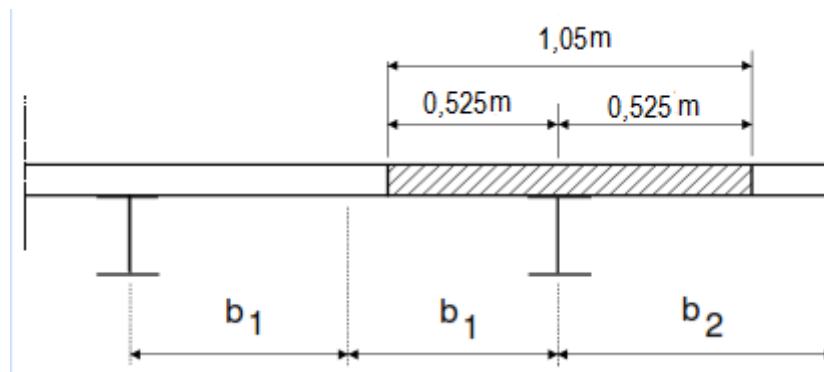


Figure IV.3: Largeur efficace de la dalle.

#### B. Position de l'axe neutre

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

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

On désigne respectivement par  $F_a$  et  $F_c$  les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

$$\checkmark h_c = 140\text{mm}$$

$$\checkmark \gamma_c = 1,5$$

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

$$\checkmark \gamma_m = 1,1$$

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

$$\checkmark A_a : \text{section de profilé IPE120 } (A_a = 1320\text{mm}^2)$$

Donc :

$$F_a = 1320 \times \frac{23,5}{1,1} = 28200\text{ daN}$$

$$F_c = 1050 \times 140 \times \left(0,85 \times \frac{2,5}{1,5}\right) = 208250\text{ daN}$$

$F_a < F_c$  donc l'axe neutre se situe dans la dalle

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq hc \quad \longrightarrow \quad Z = \frac{28200}{1050 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 13,90\text{mm} < 140\text{mm}$$

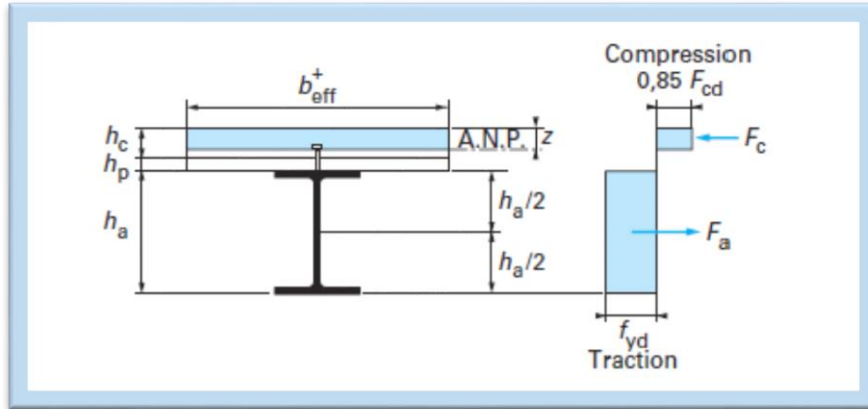


Figure IV.4 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

### C. Chargement

#### C.1. Charges permanentes

G (solive) = 19,9 daN/ml

G (étage) = 501,1 × 1,05 = 526,155 daN/ml

G (total) = 548,555 daN/ml

#### C.1. Surcharge d'exploitation

Q = 250 × 1,05 = 262,5 daN/ml

### D. Vérification au moment fléchissant

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

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

Avec : ha : la hauteur de profilé IPE120.

hp : la hauteur des nervures.

hc : l'épaisseur de la dalle en béton.

$$M_{pl.Rd} = 28200 \times \left( \frac{0,12}{2} + 0,14 + 0,04 - \frac{0,0139}{2} \right) = 6572,01 \text{ daN}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \longrightarrow \quad q_u = 1,35 \times 546,055 + 1,5 \times 262,5 = 1130,924 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } M_{sd} = \frac{1130,924 \times 6,1^2}{8} = 5260,211 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5260,211 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 6572,01 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

### E. Vérification du voilement de l'âme

Conditions de non-voilement par cisaillement : âme non raidie et non enrobée

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \longrightarrow \frac{93,4}{4,4} = 21,23 < 72$$

Condition vérifiée.

Donc on ne tient pas compte de l'effet du voilement

### F. Vérification de cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$ 

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1130,924 \times 6,1}{2} = 3449,32 \text{ daN}$$

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

$$\text{avec : } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 629,52 \text{ mm}^2$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{0,58 \times 23,5 \times 629,52}{1,1} = 7800,33 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3449,32 \text{ daN} < 0,5V_{ply,Rd} = 3900,163 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### G. Vérification de la condition de flèche

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec : } f_{max} = \frac{l}{250} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h}$$

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

Avec :

I<sub>a</sub> : Moment d'inertie de la poutre (I<sub>a</sub> = I<sub>y</sub>)n : Coefficient d'équivalence avec  $n = \frac{E_a}{E'_c}$ E<sub>a</sub> : Module d'élasticité de l'acier de construction (E<sub>a</sub> = 210000 MPa)E'<sub>c</sub> : Module d'équivalence du béton avec  $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$  :E<sub>cm</sub> = 30500 MPa Pour un béton de classe C25/30

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

$$I_h = 317,8 \times 10^4 + 1320 \times (120 - 13,90)^2 + \frac{1050 \times 140}{13,77} \times \left( \frac{140^2}{12} + \left( 13,90 - \frac{140}{2} \right)^2 \right) = 6,907 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$q_s = G + Q = 546,055 + 262,5 = 808,555 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 808,555 \times 6,1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 6,907 \times 10^{-5}} = 0,01 \text{ m} < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{6,1}{250} = 0,0244 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

## H. Etude des connecteurs

Les connecteurs sont utilisés pour renforcer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et est appelée « connexion au cisaillement ».

Avec cette interaction les deux éléments (acier, béton) travaillent comme une section homogène. Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans les pays industriels, le goujon soudé est le plus usuel des connecteurs de cisaillements. Il peut être soudé sur la semelle supérieure de manière semi-automatique soit directement à l'atelier, soit au travers des tôles profilées en acier sur chantier.

### H.1. Définition

$$\checkmark \quad d = 16 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad h = 80 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad f_u = 430 \text{ MPa}$$

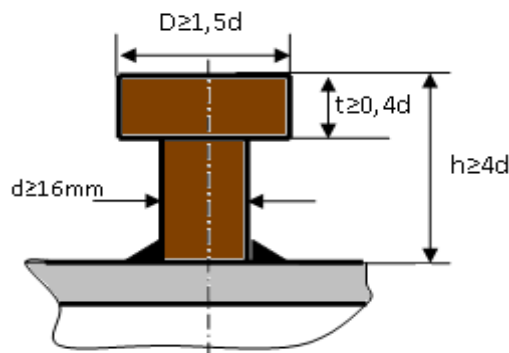


Figure IV.5: Goujon à tête soudée.

### H.2. Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times k \times f_u \times \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

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

$d$  : diamètre du fût 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.

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

Avec  $\frac{h}{d} = 5 > 4$  ( $\alpha = 1$ )

$k$  : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire aux nervures de la tôle profilée donc il est calculé comme suit :

$$k = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1 & \text{si les nervures sont } // \text{ à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq k_{t,max} & \text{si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont  $\perp$  à l'effort de cisaillement ;

$k_{t,max}$  : Limite supérieur pour le facteur  $k$  égal à 0.85 (voir annexe B- tableau 6.2)

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

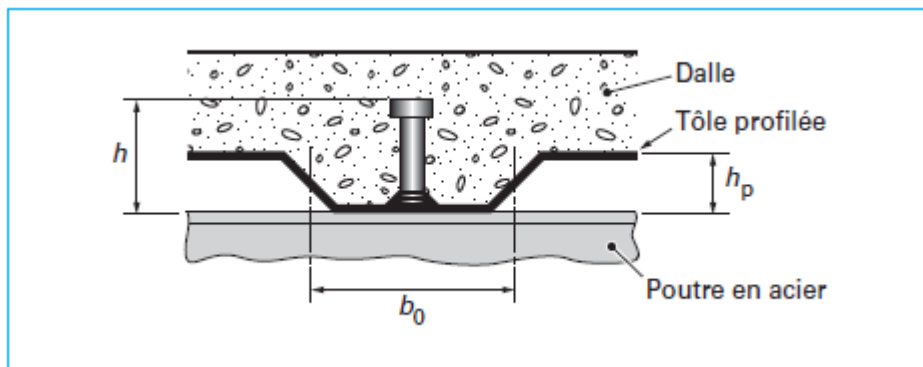


Figure IV.6 : Dimension de la tôle profilée et connecteur.

$b_0 = 103,5\text{mm}$  ;  $h_p = 40\text{mm}$  ;  $h_{sc} = 80\text{mm}$

$k = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{103,5}{40} \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 1,81$  donc  $k = 0,85$  (ANNEXE B : tableau 6.2)

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 0,85 \times 430 \times \left(\frac{3,14 \times 16^2}{4}\right)}{1,25} = 47032,406 \text{ N} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 0,85 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 44082,56 \text{ N} \end{array} \right.$$

Donc :  $P_{Rd} = 4408,256 \text{ daN}$



### H.3. Nombre de connecteurs

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

Où :

- N : Le nombre de connecteurs
- $V_l$  : Effort de cisaillement longitudinal,
- $V_l = \min (F_a ; F_c) = \min (28200 ; 208250) = 28200$  daN
- $P_{rd}$  : La résistance de calcul en cisaillement d'un connecteur

$$N = \frac{28200}{4408,256} = 6,39$$

On prend 8 connecteurs pour chaque solive

### H.4. Espacement des connecteurs

L'espacement dans le sens transversal du cisaillement  $\geq 4d = 64$ mm

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{610}{8-1} = 87,15 \text{ cm}$$

On prend 80 mm comme espacement entre les deux premiers et derniers goujons et 90 mm pour le reste.

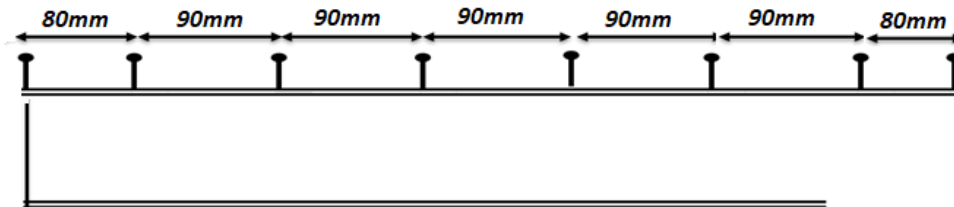


Figure IV.7 : Espacement entre goujons

### I. Calcul du ferrailage

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

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h_c} \geq 0,2\% \dots \text{ Art 6.6.4.2 EC4}$$

$$\text{Donc : } A_s \geq 0,002 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 140 = 280 \text{ mm}^2$$

On choisit Ø8, maillage de 100mm  $\Rightarrow A_s = 502,4 \text{ mm}^2$

### IV.2.2.2. Vérification de la section mixte (Dalle + poutre principale)

On a diminué la section et opté pour un HEA 260 comme poutre du plancher parking avec une portée de 11,6m.

#### A. Largeur efficace de la dalle

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{ei} = \min \left( \frac{L_0}{8}; b_i \right)$$

Avec  $L_0$  : La portée de la poutre ( $L_0 = 11,6\text{m}$ )

$$b_1 = 3,05\text{m}; b_2 = 2,5\text{m}$$

$$b_{e1} = \min \left( \frac{11,6}{8}; 3,05 \right) = 1,45; \quad b_{e2} = \min \left( \frac{11,6}{8}; 2,5 \right) = 1,45$$

$$\text{Donc : } b_{\text{eff}} = 2 \times 1,45 = 2,9 \text{ m.}$$

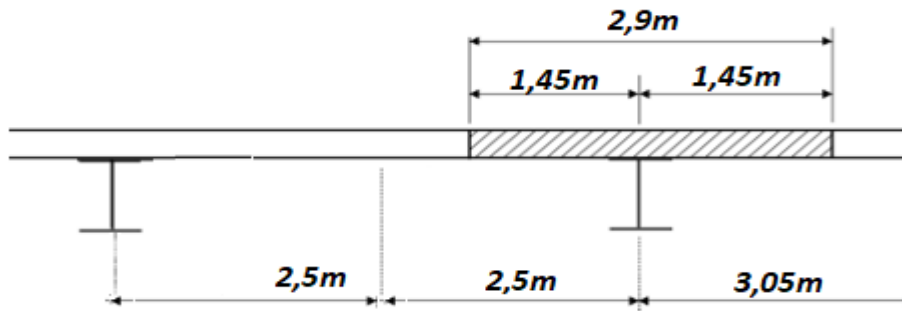


Figure IV.8 : Largeur efficace de la dalle.

### B. Position de l'axe neutre

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

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

On désigne respectivement par  $F_a$  et  $F_c$  les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

$$\checkmark \quad h_c = 140\text{mm}$$

$$\checkmark \quad \gamma_c = 1,5$$

$$\checkmark \quad f_{\text{ck}} = 25 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \gamma_m = 1,1$$

$$\checkmark \quad A_a : \text{section de HEA260} = 8680 \text{ mm}^2$$

$$\checkmark \quad f_y = 235 \text{ MPa}$$

Donc :

$$F_a = 8680 \times \frac{23,5}{1,1} = 185436,364 \text{ daN}$$

$$F_c = 2900 \times 140 \times \left( 0,85 \times \frac{2,5}{1,5} \right) = 575166,7 \text{ daN}$$

$F_a < F_c$  donc l'axe neutre se situe dans la dalle

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad \longrightarrow \quad Z = \frac{185436,364}{2900 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 45,14 \text{ mm} < 140 \text{ mm}$$

### C. Chargement

#### C.1. Charges permanentes

$$G (\text{poutre}) = 68,2 \text{ daN/ml}$$

$$G (\text{solive}) = \frac{Pp (\text{solive})}{\text{entraxe}} \times n(\text{solives}) = \frac{19,9}{1,05} \times 10 = 189,524 \text{ daN/m}^2$$

$$G (\text{étage}) = 501,1 \text{ daN/m}^2$$

$$G (\text{total}) = (501,1 + 189,52) \times 2,9 + 68,2 = 2071 \text{ daN/ml}$$

#### C.2. Surcharge d'exploitation

$$Q = 250 \times 2,9 = 725 \text{ daN/ml}$$

### D. Vérification au moment fléchissant

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

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,Rd} = Fa \left( \frac{h_a}{2} + hc + hp - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :  $h_a$  : la hauteur de profilé HEA260.

$hp$  : la hauteur des nervures.

$hc$  : l'épaisseur de la dalle en béton.

$$\implies M_{pl,Rd} = 185436,364 \times \left( \frac{0,25}{2} + 0,14 + 0,04 - \frac{0,04514}{2} \right) = 52372,8 \text{ daN.m}$$

Comme la poutre est encastée aux extrémités :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \implies q_u = 1,35 \times 2071 + 1,5 \times 725 = 3883,35 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } M_{sd} = \frac{3883,35 \times 11,6^2}{12} = 43545,3 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 43545,3 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 52372,8 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### E. Vérification du voilement de l'âme

Conditions de non-voilement par cisaillement : âme non raidie et non enrobée

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \implies \frac{177}{7,5} = 23,6 < 72 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on ne tient pas compte de l'effet du voilement

### F. Vérification de cisaillement

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3883,35 \times 11,6}{2} = 22523,43 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec : } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 2873,75 \text{ mm}^2$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{0,58 \times 23,5 \times 2873,75}{1,1} = 35608,375 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 22523,43 \text{ daN} > 0,5 V_{ply,Rd} = 17804,188 \text{ daN} \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit tenir compte de l'effort tranchant, selon l'EC4.1-1 l'art 4.4.2 (2)

$$M_{sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) \left[ 1 - \left( \frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

Avec  $M_{f,Rd}$  : la résistance plastique de calcul en flexion d'une section transversale comportant que les membrures.

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

$$M_{f,Rd} = 185436,364 \times \left( \frac{0,25}{2} - \left( \frac{0,25}{2} - 0,125 \right) + 0,14 + 0,04 - \frac{0,04514}{2} \right) = 31511,201 \text{ daN.m}$$

$$31511,201 + (52372,8 - 31511,201) \left[ 1 - \left( \frac{2(22523,43)}{35608,375} - 1 \right)^2 \right] = 50907,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 43545,3 \text{ daN.m} \leq 50907,09 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### G. Vérification de la condition de flèche

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec : } f_{max} = \frac{l}{250} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h}$$

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

Avec :

$I_a$  : Moment d'inertie de la poutre ( $I_a = I_y$ )

$n$  : 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  $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$  Pour un béton de classe C25/30

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

$$I_h = 10450 \times 10^4 + 8680 \times (250 - 33,1)^2 + \frac{2900 \times 140}{13,77} \times \left( \frac{140^2}{12} + \left( 33,1 - \frac{140}{2} \right)^2 \right) = 6,012 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$q_s = G + Q = 2071 + 725 = 2796 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{2796 \times 11,6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 6,012 \times 10^{-4}} = 0,01 \text{ m} < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{6,1}{250} = 0,0244 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

## H. Etude des connecteurs

### H.1. Définition

$$\checkmark \quad d = 18 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad h = 80 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad f_u = 430 \text{ MPa}$$

### H.2. Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times k \times f_u \times \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

$\gamma_v$  : 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.

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

$$\text{Avec } \frac{h}{d} = 5 > 4 \quad (\alpha = 1)$$

$k$  : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire aux nervures de la tôle profilée donc il est calculé comme suit :

$$k = \begin{cases} \left( 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont } // \text{ à l'effort de cisaillement} \\ \left( \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \right) \leq k_{t,max} & \text{si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont // à l'effort de cisaillement :

$$b_0 = 103,5 \text{ mm} ; \quad h_p = 40 \text{ mm} ; \quad h_{sc} = 80 \text{ mm}$$

$$0,6 \times \frac{103,5}{40} \left( \frac{80}{40} - 1 \right) = 1,55 \leq 1 \quad \text{Donc : } k = 1$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 430 \times \left( \frac{3,14 \times 18^2}{4} \right)}{1,25} = 70029,87 \text{ N} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 18^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 65637,63 \text{ N} \end{array} \right.$$

Donc :  $P_{Rd} = 6563,763 \text{ daN}$

### H.3. Nombre de connecteurs

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

Où :  $\left\{ \begin{array}{l} N : \text{Le nombre de connecteurs} \\ V_l : \text{Effort de cisaillement longitudinal,} \\ V_l = \min (F_a ; F_c) = \min (185436,364 ; 575166,7) = 185436,364 \text{ daN} \\ P_{Rd} : \text{La résistance de calcul en cisaillement d'un connecteur} \end{array} \right.$

$$N = \frac{185436,364}{6563,763} = 28,25$$

On prend 30 connecteurs pour chaque poutre.

### H.4. Espacement des connecteurs

L'espacement dans le sens transversal du cisaillement  $\geq 4d = 72 \text{ mm}$

Donc on aura 15 goujons par rangée.

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{1160}{15-1} = 82,85 \text{ cm}$$

On prend 88 mm comme espacement entre les deux premiers et derniers goujons et 82 mm pour le reste.

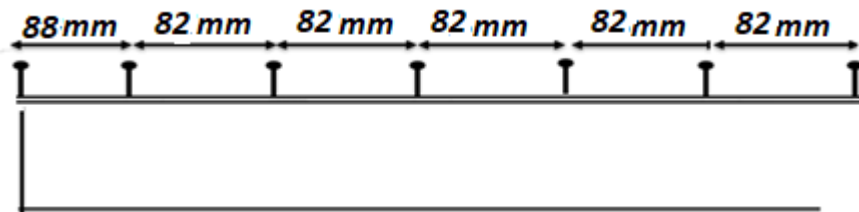


Figure IV.9 : Espacement entre goujons.

### IV.3. Dimensionnement de la dalle mixte (Centre commercial)

#### IV.3.1. Phase de construction

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

#### IV.3.1.1 Vérification de tôle profilée en acier utilisé comme coffrage

##### A. Caractéristiques de la tôle nervurée

Pour cette partie, on a étudié notre plancher mixte en utilisant la tôle HI-bond 55.

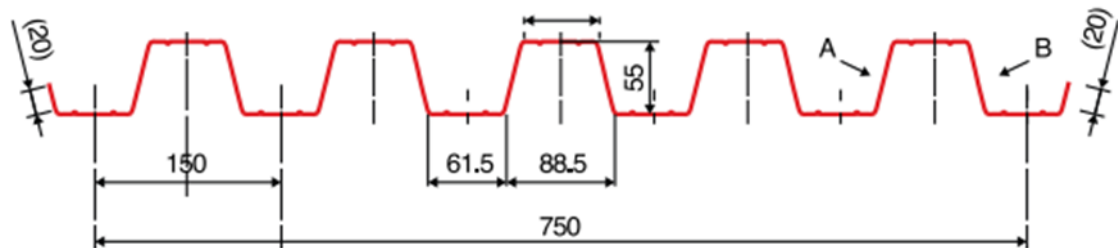


Figure IV.10 : Dimensions de la tôle nervurée.

- ✓ Poids propre (1mm d'épaisseur) .....  $P = 12,8 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Contrainte de rupture .....  $f_u = 400 \text{ MPa}$
- ✓ Contrainte élastique .....  $f_y = 160 \text{ MPa}$
- ✓ Moment de résistance plastique .....  $M_{ply,Rd} = 411,520 \text{ daN.m}$
- ✓ Moment d'inertie .....  $I_{eff} = 50,3 \text{ cm}^4$

##### B. Chargement

###### B.1. Charges permanentes

$$G_{\text{dalle béton}} = 2500 \times 1,05 \times 0,08 = 210 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{tôle}} = 12,8 \times 1,05 = 13,44 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 210 + 13,44 = 223,44 \text{ daN/ml}$$

###### B.2. Surcharge d'exploitation (chantier)

$$Q = 150 \times 1,05 = 157,5 \text{ daN /ml}$$

##### C. Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$\delta \leq \frac{L}{250}$$

$$q = G + Q = (210 + 13,44) + 157,5 = 380,94 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 380,94 \times 1,05^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^9 \cdot 50,3 \times 10^{-8}} = 0,16 \text{ cm} \leq \frac{105}{250} = 0,42 \text{ cm}$$

### Vérification à la flexion

On doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

Soit  $q = 1,35 \cdot (12,8 + 200) + 1,5 \times 150 = 512,28 \text{ daN/ml}$

Avec moment en travée est égale :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{512,28 \times 1,05^2}{8} = 70,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{plRd} = 411,520 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

### IV.3.2. Phase finale

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 8 cm, la solive est d'une portée de 6,1m espacées de 1,05m. On a opté pour la section mixte d'un IPE 140 solidaire à la dalle en béton armé.

#### IV.3.2.1. Vérification de la section mixte (Dalle + solive)

##### A. Largeur efficace de la dalle

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

Avec  $L_0$  : La portée de la poutre ( $L_0 = 6,1\text{m}$ )

$$b_1 = b_2 = 0,525\text{m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6,1}{8}; 0,525\right) = 0,525 \quad \text{donc} \quad b_{eff} = 2 \times 0,525 = 1,05 \text{ m}$$

##### B. Chargement

##### B.1. Charges permanentes

$$G_{solive} = 26,2 \text{ daN/ml}$$

$$G_{étage} = 342,8 \times 1,05 = 359,94 \text{ daN/ml}$$

$$G_{total} = 386,14 \text{ daN/ml}$$

##### B.2. Surcharge d'exploitation

$$Q = 500 \times 1,05 = 525 \text{ daN/ml}$$

##### C. Position de l'axe neutre

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

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



On désigne respectivement par  $F_a$  et  $F_c$  les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

- ✓  $h_c = 80\text{mm}$
- ✓  $f_{ck} = 25\text{MPa}$
- ✓  $f_y = 235\text{MPa}$
- ✓  $\gamma_c = 1,5$
- ✓  $\gamma_m = 1,1$
- ✓  $A_a$  : section de IPE140 :  $A_a = 1640\text{mm}^2$

$$\text{Donc } F_c = 1050 \times 80 \times \left(0,85 \times \frac{2,5}{1,5}\right) = 119000 \text{ daN}$$

$$F_a = 1640 \times \frac{23,5}{1,1} = 35036,364 \text{ daN}$$

$F_a < F_c$  donc l'axe neutre se situe dans la dalle

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad \longrightarrow \quad Z = \frac{35036,364}{1050 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 23,55\text{mm} < 80\text{mm}$$

#### D. Vérification au moment fléchissant

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

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

Avec :  $h_a$  : la hauteur de profilé IPE140.

$h_p$  : la hauteur des nervures.

$h_c$  : l'épaisseur de la dalle en béton.

$$\implies M_{pl,Rd} = 35036,364 \times \left( \frac{0,14}{2} + 0,08 + 0,055 - \frac{0,02355}{2} \right) = 6769,901 \text{ daN.m}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \longrightarrow \quad q_u = 1,35 \times 386,14 + 1,5 \times 525 = 1308,789 \text{ daN}$$

$$\text{Donc } M_{sd} = \frac{1308,789 \times 6,1^2}{8} = 6087,505 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 6087,505 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 6769,901 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### E. Vérification de cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1308,789 \times 6,1}{2} = 3991,806 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec : } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 761,63 \text{ mm}^2$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{0,58 \times 23,5 \times 761,63}{1,1} = 9437,29 \text{ daN}$$

$$V_{Sd} = 3991,806 \text{ daN} < 0,5V_{ply,Rd} = 4718,644 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### F. Vérification de la condition de flèche

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec : } f_{max} = \frac{l}{250} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h}$$

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

Avec :

$I_a$  : Moment d'inertie de la poutre ( $I_a = I_y$ )

$n$  : 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  $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$  Pour un béton de classe C25/30

$$n = 13,77$$

$$I_h = 541,2 \times 10^4 + 1640 \times (140 - 23,55)^2 + \frac{1050 \times 80}{13,77} \times \left( \frac{80^2}{12} + (23,55 - \frac{80}{2})^2 \right) = 3,255 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$q_s = G + Q = 386,14 + 525 = 911,14 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 911,14 \times 6,1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 3,255 \times 10^{-5}} = 0,024 \text{ m} < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{6,1}{250} = 0,0244 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### G. Etude des connecteurs

$$\checkmark \quad d = 16 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad h = 80 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad f_u = 430 \text{ MPa}$$

#### G.1. Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times k \times f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec } \frac{h}{d} = 5 > 4 \quad (\alpha = 1)$$

$k$  : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire aux nervures de la tôle profilée donc il est calculé comme suit :

$$k = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont } // \text{ à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,\max} & \text{si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

$N_r$  : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 2.

$k_{t,\max}$  : Limite supérieur pour le facteur k égal à 0.70 .

$b_0 = 75\text{mm}$  ;  $h_p = 55\text{mm}$  ;  $h_c = 80\text{mm}$

$$k = \frac{0,7}{\sqrt{2}} \times \frac{75}{55} \left( \frac{80}{55} - 1 \right) = 0,307 < 0,85 \quad \text{donc } k = 0,307$$

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 0,307 \times 430 \times \left( \frac{\pi \times 16^2}{4} \right)}{1,25} = 16987 \text{ N} \\ \frac{0,29 \times 0,307 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 15921,58 \text{ N} \end{array} \right.$$

Donc :  $Prd = 1592,158 \text{ daN}$

### G.2. Nombre de connecteurs

$$N = \frac{V_l}{Prd}$$

Où :

- N : Le nombre de connecteurs
- $V_l$  : Effort de cisaillement longitudinal,
- $V_l = \min (F_a ; F_c) = \min (119000 ; 35036,364) = 35036,364 \text{ daN}$
- Prd : Effort de cisaillement longitudinal

$$N = \frac{35036,364}{1592,158} = 22$$

On prend 22 connecteurs pour chaque solive.

### G.3. Espacement des connecteurs

L'espacement dans le sens transversal du cisaillement  $\geq 4d = 64\text{mm}$ .

Comme les goujons sont répartis sur deux rangées, donc on aura 11 goujons par rangée.

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{610}{11-1} = 61 \text{ cm}$$

On prend 65 mm comme espacement entre les deux premiers et derniers goujons et 60 mm pour le reste.

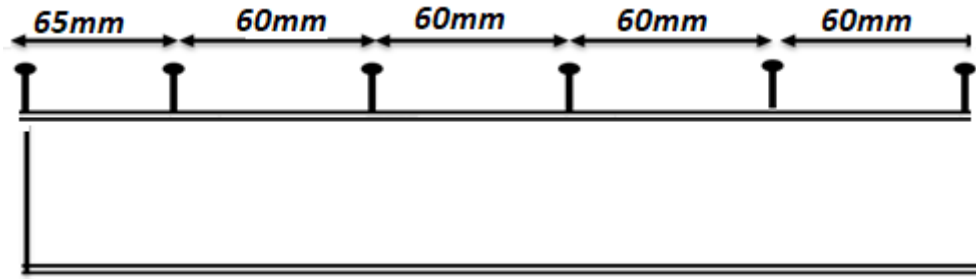


Figure IV.11 : Espacement entre goujons.

### H. Calcul du ferrailage

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

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h_c} \geq 0,2\% \quad \text{donc : } A_s \geq 0,002 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 80 = 160 \text{ mm}^2$$

On choisit  $\varnothing 8$ , maillage de 100mm  $\Rightarrow A_s = 502,4 \text{ mm}^2$

### IV.3.2.2. Vérification de la section mixte (Dalle + poutre principale)

Pour le plancher du parking l'épaisseur de la dalle est de 14 cm, les poutres principales de portée de 11,6m espacées de 5,55m. on a opté pour la section mixte d'un HEA 280.

#### A. Largeur efficace de la dalle

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{ei} = \min \left( \frac{L_0}{8}; b_i \right)$$

Avec  $L_0$  : La portée de la poutre ( $L_0 = 11,6\text{m}$ )

$$b_1 = 3,05\text{m}; b_2 = 2,5\text{m}$$

$$b_{e1} = \min \left( \frac{11,6}{8}; 3,05 \right) = 1,45; \quad b_{e2} = \min \left( \frac{11,6}{8}; 2,5 \right) = 1,45$$

Don ;  $b_{\text{eff}} = 2 \times 1,45 = 2,9 \text{ m}$ .

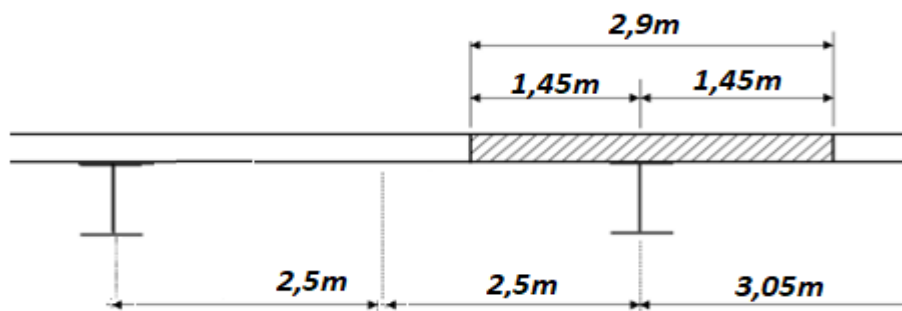


Figure IV.12 : Largeur efficace de la dalle.

**B. Position de l'axe neutre**

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

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

On désigne respectivement par  $F_a$  et  $F_c$  les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec ;

$$\checkmark h_c = 140 \text{ mm}$$

$$\checkmark \gamma_c = 1,5$$

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

$$\checkmark \gamma_m = 1,1$$

$$\checkmark A_a : \text{section de HEA280} = 9730 \text{ mm}^2$$

$$\checkmark f_y = 235 \text{ MP}$$

Donc ;

$$F_a = 9730 \times \frac{23,5}{1,1} = 207868,182 \text{ daN}$$

$$F_c = 2900 \times 80 \times \left( 0,85 \times \frac{2,5}{1,5} \right) = 328667 \text{ daN}$$

$F_a < F_c$  donc l'axe neutre se situe dans la dalle

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad \longrightarrow \quad Z = \frac{207868,182}{2900 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 50,6 \text{ mm} < 80 \text{ mm}$$

**C. Chargement****C.1. Charges permanentes**

$$G (\text{poutre}) = 76,4 \text{ daN/ml}$$

$$G (\text{solive}) = \frac{P_p (\text{solive})}{\text{entraxe}} \times n (\text{solives}) = \frac{19,9}{1,05} \times 10 = 189,524 \text{ daN/m}^2$$

$$G (\text{étage}) = 342,8 \text{ daN/m}^2$$

$$G (\text{total}) = (342,8 + 189,52) \times 2,9 + 88,3 = 1620,128 \text{ daN/ml}$$

**C.2. Surcharge d'exploitation**

$$Q = 500 \times 2,9 = 1450 \text{ daN/ml}$$

**D. Vérification au moment fléchissant**

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

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

Avec :  $h_a$  : la hauteur de profilé HEA280.

$h_p$  : la hauteur des nervures.

$h_c$  : l'épaisseur de la dalle en béton.

$$\longrightarrow M_{pl,Rd} = 207868,182 \times \left( \frac{0,27}{2} + 0,08 + 0,055 - \frac{0,0506}{2} \right) = 50865,34 \text{ daN.m}$$

Comme la poutre est encasté aux extrémités :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \longrightarrow q_u = 1,35 \times 1620,128 + 1,5 \times 1450 = 4360,173 \text{ daN}$$

$$\text{Donc ; } M_{sd} = \frac{4360,173 \times 11,6^2}{12} = 48892,073 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 48892,073 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 50865,34 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### E. Vérification du voilement de l'âme

Conditions de non-voilement par cisaillement : âme non raidie et non enrobée

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \longrightarrow \frac{196}{8} = 24,5 < 72 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on ne tient pas compte de l'effet du voilement

### F. Vérification de cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4360,173 \times 11,6}{2} = 25289 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec : } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 3178 \text{ mm}^2$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{0,58 \times 23,5 \times 3178}{1,1} = 39378,31 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 25289 \text{ daN} > 0,5V_{ply,Rd} = 19689,155 \text{ daN} \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit tenir compte de l'effort tranchant, selon l'EC4.1-1 l'art 4.4.2 (2)

$$M_{sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) \left[ 1 - \left( \frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

$M_{f,Rd}$  : La résistance plastique de calcul en flexion d'une section transversale comportant que les membrures.

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

$$M_{pl,Rd} = 207868,182 \times \left( \frac{0,27}{2} - \left( \frac{0,27}{2} - 0,013 \right) + 0,08 + 0,055 - \frac{0,0506}{2} \right) = 25505,42 \text{ daN.m}$$

$$25505,426 + (50865,34 - 25505,426) \left[ 1 - \left( \frac{2(25289)}{39378,31} - 1 \right)^2 \right] = 48813,962 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 43545,3 \text{ daN.m} \leq 48813,962 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**G. Vérification de la condition de flèche**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec : } f_{max} = \frac{l}{250} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h}$$

$$I_h = I_a + Aa (h_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left( \frac{h_c^2}{12} + \left( z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

Avec :

$I_a$  : Moment d'inertie de la poutre ( $I_a = I_y$ )

$n$  : 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  $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$

$E_{cm} = 30500$  MPa Pour un béton de classe C25/30

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

$$I_h = 13670 \times 10^4 + 9730 \times (270 - 50,6)^2 + \frac{2900 \times 80}{13,77} \times \left( \frac{80^2}{12} + \left( 50,6 - \frac{80}{2} \right)^2 \right) = 6,15 \cdot 10^8 \text{ mm}^4.$$

$$q_s = G + Q = 1620,128 + 1450 = 3070,128 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{3070,128 \times 11,6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 6,15 \times 10^{-4}} = 0,0112 \text{ m} < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{6,1}{250} = 0,0464 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**H. Etude des connecteurs****H.1. Définition**

$$\checkmark \quad d = 16 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad h = 80 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad f_u = 430 \text{ MPa}$$

**H.2. Résistance du connecteur isolé**

Résistance du goujon en cisaillement :

$$\text{Prd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times k \times f_u \times \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

$\gamma_v$  : 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.

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

Avec  $\frac{h}{d} = 5 > 4$  ( $\alpha = 1$ )

$k$  : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire aux nervures de la tôle profilée donc il est calculé comme suit :

$$k = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1 & \text{si les nervures sont } // \text{ à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq k_{t,max} & \text{si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont  $\perp$  à l'effort de cisaillement :

$b_0 = 103,5 \text{ mm}$  ;  $h_p = 40 \text{ mm}$  ;  $h_{sc} = 80 \text{ mm}$

$0,6 \times \frac{103,5}{40} \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 1,55 \leq 1$  donc  $k = 1$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 430 \times \left(\frac{3,14 \times 16^2}{4}\right)}{1,25} = 70029,87 \text{ N} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 65637,63 \text{ N} \end{array} \right. \quad \text{Donc : } P_{Rd} = 6537,763 \text{ daN}$$

### H.3. Nombre de connecteurs

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

Où :

$$\left[ \begin{array}{l} N : \text{Le nombre de connecteurs} \\ V_l : \text{Effort de cisaillement longitudinal,} \\ V_l = \min (F_a ; F_c) = \min (207868,182 ; 328667) = 207868,182 \text{ daN} \\ P_{Rd} : \text{La résistance de calcul en cisaillement d'un connecteur} \end{array} \right.$$

$$N = \frac{207868,182}{6563,763} = 31,67$$

On prend 32 connecteurs pour chaque poutre.

### H.4. Espacement des connecteurs

L'espacement dans le sens transversal du cisaillement  $\geq 4d = 72 \text{ mm}$

Donc on aura 16 goujons par rangée.



Soit  $S$  l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{1160}{16-1} = 77,33 \text{ cm}$$

On prend 86 mm comme espacement entre les deux premiers et derniers goujons et 76 mm pour le reste.

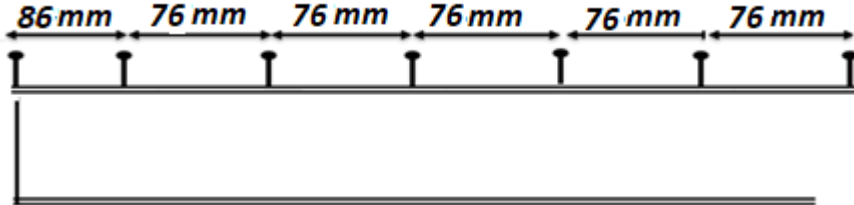


Figure IV.13 : Espacement entre goujons

#### IV.4. Connecteurs ductiles

Les connecteurs ductiles sont ceux qui peuvent présenter un glissement suffisant à l'interface acier-béton tout en maintenant leur résistance au cisaillement. Les goujons à tête peuvent généralement être considérés comme ductiles s'ils respectent les conditions suivantes :

- ✓ hauteur hors-tout du goujon  $> 4d$  CV
- ✓  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$  CV

# **CHAPITRE V**

## *Etude sismique*

## V.1. INTRODUCTION

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements, ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilités.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- ✓ La méthode statique équivalente,
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale car notre ouvrage présente une irrégularité en plan et en élévation.

## V.2. Principe de la méthode modale spectrale

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- ✓ La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- ✓ L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

## V.3. Critères de classification selon le RPA 99 V 2003

- ✓ Classification de l'ouvrage selon son importance : **groupe 2**, ouvrage courant ou de moyenne importance (Parkings de stationnement publics).
- ✓ Classification de la zone sismique : **zone I** (faible sismicité) Tlemcen
- ✓ Classification des sites : **catégorie S3** (site meuble).
- ✓ Classification des systèmes de contreventement : **9.a)** système d'ossature contreventée par palées triangulées en X.

## V.4. Analyse de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres, ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amorti, ce qui nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

#### V.4.1. Présentation du logiciel ROBOT :

Robot, un des produits de ROBOT.BAT, est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portiques adaptés à la construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

#### V.4.2. Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

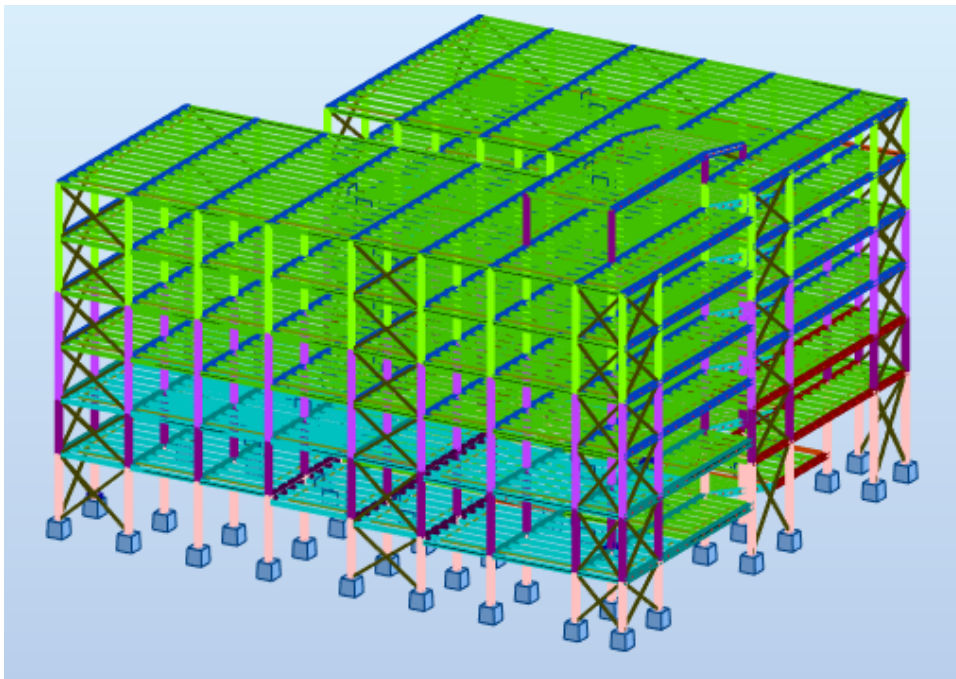


Figure V.1 : Modèle de la structure en 3D.

#### V.4.3. Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

##### V.4.3.1. Les chargements statiques :

Poids propre de la structure.

Les effets dus aux actions climatiques.

##### V.4.3.2. Les chargements dynamiques :

Les effets sismiques

## V.5. Vérification de la structure

### V.5.1. Vérification de la force sismique à la base

D'après l'article « 4.2.3 de RPA 99/2003 », la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du parking (Tableau 4.1 du RPA99 V2003)  $\longrightarrow A = 0,10$

$D$  : 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 ( $T$ ).

Avec :

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

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site (Tableau 4.7 du RPA99 V 2003) Site meuble  $S_3$  :  $\{T_2 = 0.50 s$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement avec  $\xi$  (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif. (Tableau 4.3 du RPA99 V2003) avec : (Acier dense)  $\xi = 5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \longrightarrow \eta = 1$$

$T$  : période fondamentale de la structure, elle est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

$$h_n = 25,77m$$

$C_t$  : coefficient en fonction du système de contreventement, du type remplissage et donné par le tableau 4.6 (RPA99/2003).

Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie ;

$$C_t = 0,05$$

A partir de tous ces données  $T_x = T_y = 0,05 \times (25,77)^{\frac{3}{4}} = 0,57s$

On a  $T_2 \leq T \leq 3,0s$

Donc ;  $D_x = D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,50}{0,57}\right)^{2/3} = 2,29$

R : coefficient de comportement global de la structure, donné par le tableau 4.3, article 4.2.3 (RPA 99/2003), en fonction du système de contreventement ;

Structure métallique contreventée par palées triangulées en X dans la direction transversale et longitudinale d'où R= 4.

Q : facteur de qualité est fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments de la structure.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Pq est la pénalité à retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée à partir du tableau 4.4, article 4.2.3 (RPA 99/2003).

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	<u>Q<sub>x</sub> = 1.15</u>	<u>Q<sub>y</sub> = 1.15</u>

Tableau V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.

W : Poids total de la structure

$$W = \sum W_i$$

Avec  $W_i = WG_i + \beta WQ_i$

WG<sub>i</sub> : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure.

WQ<sub>i</sub> : Charge d'exploitation

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation, donné par le tableau 4.5, article 4.2.3 (RPA 99/2003) ;  $\beta = 0,60$

Le poids total de chaque étage de la structure (calculée par ROBOT) :

Etage	Poids total
Entre sol	444733,07
RDC	419519,30
1 <sup>er</sup> étage	345516,24
2 <sup>ème</sup> étage	345516,24
3 <sup>ème</sup> étage	345515,74
4 <sup>ème</sup> étage	364690,26

Tableau V.2 : Poids total des étages

$$W = 2265490,85 \text{ daN}$$

La force sismique totale :

$$V_x = V_y = \frac{0.10 \times 2,29 \times 1.15}{4} \times 2265490,85 = 149154,254 \text{ daN}$$

### V.5.2. L’analyse modale spectrale

L’analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d’un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d’un spectre de réponse.

Ce type d’analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d’avoir fait une bonne modélisation.

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

- ✓ Zone sismique I (Tlemcen).
- ✓ Groupe d’usage 2 (ouvrages courant ou d’importance moyenne). ↘ A=0,1
- ✓ Pourcentage d’amortissement ( $\xi = 5\%$ ).

- ✓ Coefficient de comportement ( $R = 4$ ).
- ✓ Facteur de qualité ( $Q = 1,15$ ) suivant X.
- ✓ Facteur de qualité ( $Q = 1,15$ ) suivant Y.

### V.5.3. Spectre de réponse

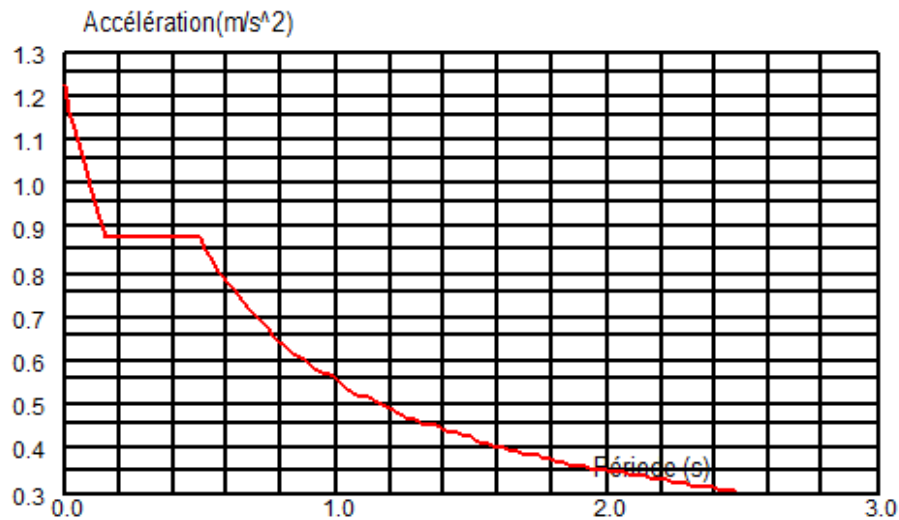


Figure V.2 : Diagramme de spectre de réponse suivant X.

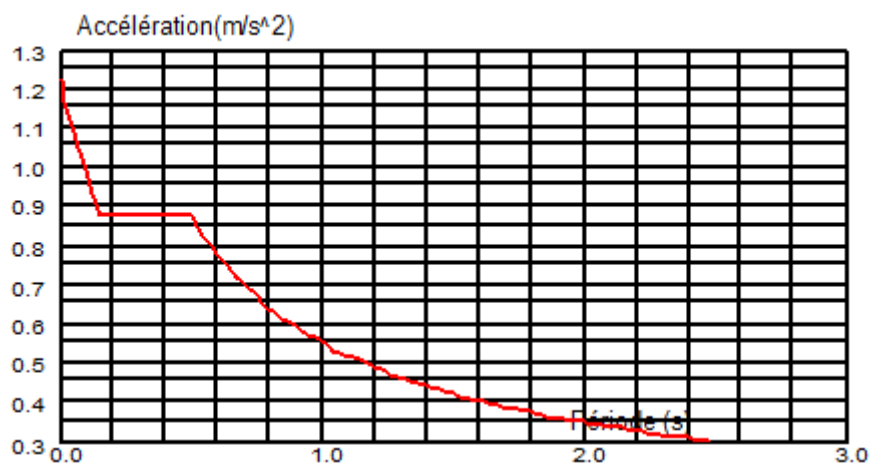


Figure V.3 : Diagramme de spectre de réponse suivant Y.

### V.5.4. Nombre de modes de vibrations à considérer

#### V.5.4.1. Pourcentage de participation de masse

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
31/ 1	1,42	0,71	1,12	75,09
31/ 2	1,43	0,70	75,07	76,03
31/ 3	1,96	0,51	75,16	76,16
31/ 4	3,57	0,28	81,00	76,16
31/ 5	4,49	0,22	90,21	93,28
31/ 6	4,78	0,21	94,22	93,39
31/ 7	6,07	0,16	94,35	93,44
31/ 8	7,56	0,13	95,90	93,59
31/ 9	8,60	0,12	96,13	96,36
31/ 10	9,86	0,10	97,79	96,39

Tableau V.3 : Pourcentage de participation de masse.

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 5 sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

#### V.5.4.2. Les réponses modales de la structure

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

##### ✓ 1<sup>er</sup> mode

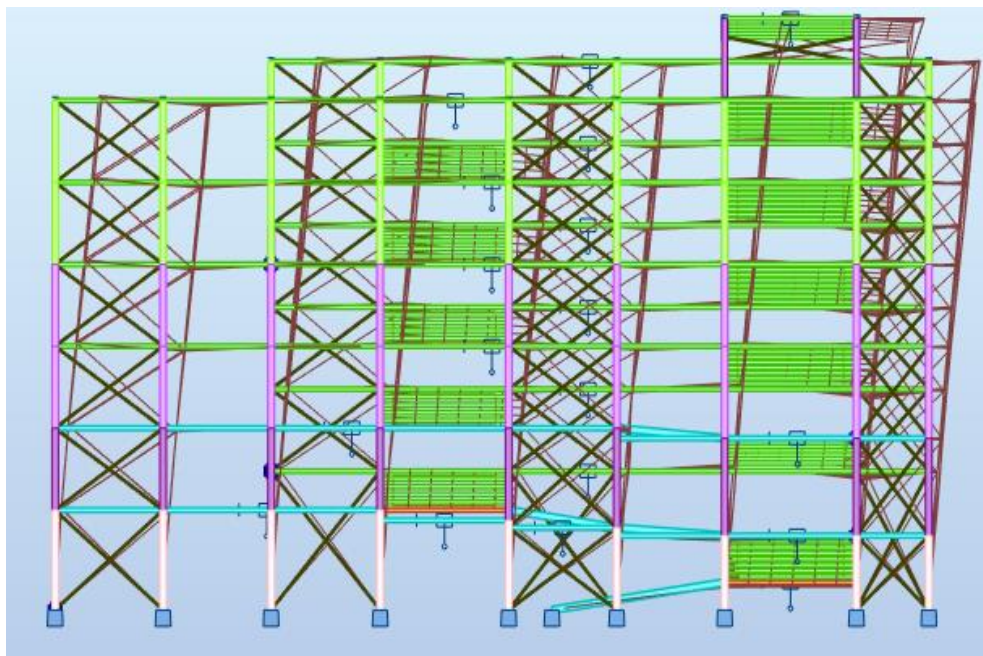


Figure V.4 : Translation suivant l'axe X-X avec une période de 0,71s

##### ✓ 2<sup>ème</sup> mode

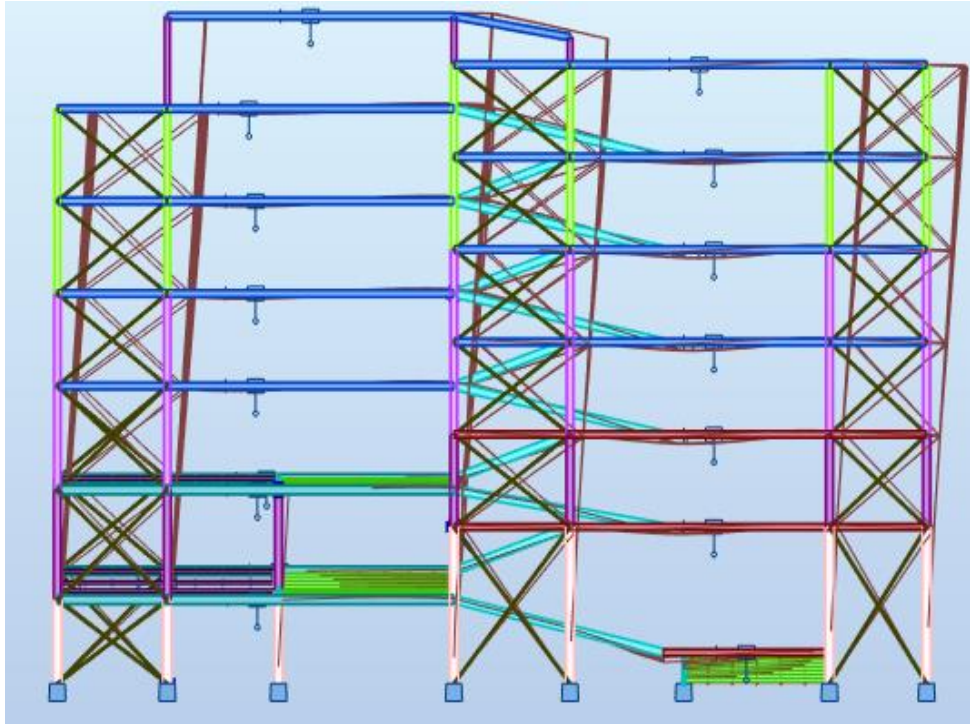


Figure V.5. Translation suivant l'axe Y-Y avec une période de 0,70s

✓ 3<sup>ème</sup> mode

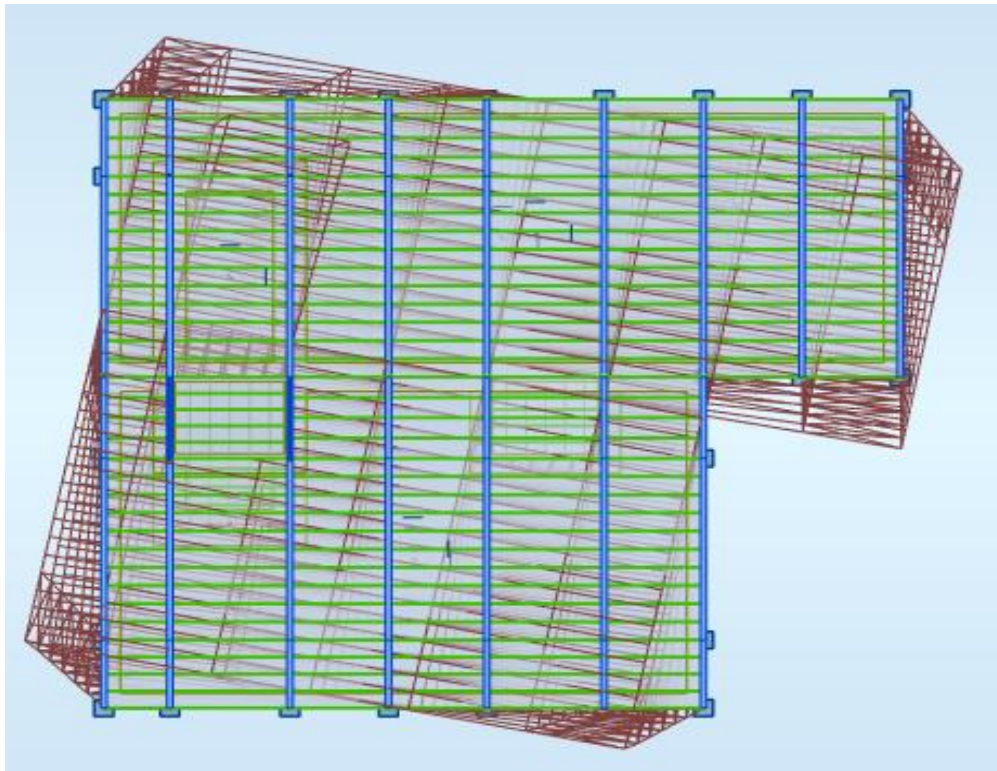


Figure V.6 : Translation suivant l'axe Z-Z avec une période de 0,51s

### V.5.5. Résultante des forces sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Si :  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8V_{st} / V_{dyn}$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

	Global $F_x$ (daN)	Global $F_y$ (daN)
$E_x$	115890,44	67790,39
$E_y$	29590,72	126672,60

Tableau V.4 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$V_{xdynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 134261,428 \text{ daN}$$

$$V_{ydynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 130082,890 \text{ daN}$$

	$V_t$ (daN)	V (daN)	80% V (daN)	$V_t > 80\% V$
$V_x$	134261,428	149154,254	119323,403	Vérifiée
$V_y$	130082,890	149154,254	119323,403	Vérifiée

Tableau V.5 : Comparaison de  $V_{dyn}$  avec 80% V.

### V.5.6. Vérification de la période fondamentale de la structure

Selon l'article 4.2.4 (4) du RPA99/2003 La valeur de T, calculée par le logiciel AUTODESK Robot, ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%. La période fondamentale obtenu par le logiciel :  $T = 0,71 \text{ s}$ .

La période empirique est donnée par la formule suivante :  $T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} = 0,57\text{s}$

$$T = 0,71 \text{ s} < 130\% T_{emp} = 0,74 \text{ s}.$$

La condition est vérifiée, où la période empirique est plus grande que la période calculée par ROBOT, puisque nous avons placé les contreventements aux endroits où ils assurent une meilleure résistance au séisme et en même temps le bon fonctionnement du bâtiment.

**V.5.7. Vérification des déplacements**

Selon l'article 4.4.3 du RPA99/2003, le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

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

R : Coefficient de comportement.  $R=4$

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

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10, c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k < 1\% H_{\text{étage}}$$

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$	$\Delta k$	1% $H_{\text{étage}}$	$\Delta k < 1\% H_{\text{étage}}$
Entre sol	0,8	3,2	3,2	6,05	Vérifiée
RDC	1,5	6	2,8	3,57	Vérifiée
1 <sup>ème</sup> étage	2,2	8,8	2,8	3,57	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	3	12	3,2	3,57	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	3,7	14,8	2,8	3,57	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	4,5	18,4	3,6	3,57	Vérifiée

Tableau V.6 : Déplacements résultants suivant X

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$	$\Delta k$	$H_{\text{étage}}/100$	$\Delta k < H_{\text{étage}}/100$
Entre sol	0,9	3,6	3,6	6,05	Vérifiée
RDC	1,5	6	2,4	3,57	Vérifiée
1 <sup>ème</sup> étage	2,2	8,8	2,8	3,57	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	3	12	3,2	3,57	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	3,7	14,8	2,8	3,57	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	4,3	17,2	2,4	3,57	Vérifiée

Tableau V.7 : Déplacements résultants suivant Y.

## V.6. Effet du deuxième ordre

### V.6.1. Définition :

L'effet (P- $\Delta$ ) est un effet du second ordre (non linéaire), qui se produit dans chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement ( $\Delta$ ).

L'effet (P- $\Delta$ ) est lié à :

- ✓ La charge axiale (P)
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- ✓ La souplesse des différents éléments de la structure.

Les effets de seconde ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_K}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «k»

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau «k » par rapport au niveau «k - 1 ».

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau « k », calculé par logiciel ROBOT.

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

- ✓ Si  $0,1 \leq \theta \leq 0,2$ , les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup>ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta_k}$
- ✓ Si  $\theta > 0,2$  : La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	$\Delta_K$ (cm)	$P_k$ (daN)	$V_k$ (daN)	$h_k$ (cm)	$\theta_k$
Entre sol	3,2	444733,07	126564,08	605	0,018
RDC	2,8	419519,30	118157,98	357	0,028
1 <sup>er</sup> étage	2,8	345516,24	104599,46	357	0,026
2 <sup>ème</sup> étage	3,2	345516,24	89281,38	357	0,035
3 <sup>ème</sup> étage	2,8	345515,74	68949,59	357	0,039
4 <sup>ème</sup> étage	3,6	364690,26	41893,03	357	0,087

Tableau V.8 : Effet P- $\Delta$  suivant X-X.

Niveau	$\Delta_K$	$P_k$	$V_k$	$h_k$	$\theta_k$
Entre sol	3,6	444733,07	133763,39	605	0,019
RDC	2,4	419519,30	124440,69	357	0,023
1 <sup>er</sup> étage	2,8	345516,24	109453,18	357	0,025
2 <sup>ème</sup> étage	3,2	345516,24	93031,16	357	0,033
3 <sup>ème</sup> étage	2,8	345515,74	71712,42	357	0,037
4 <sup>ème</sup> étage	2,4	364690,26	43575,47	357	0,056

Tableau V.9 : Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y.

Donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés dans les deux sens.

## V.7. Conclusion

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques, un modèle 3D en éléments finis a été fait, ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique.

D'après les résultats obtenus, on remarque clairement que pour la structure, les sollicitations dues au séisme sont les plus défavorables dans les deux sens par rapport à celles dues au vent, donc on retient ces résultats pour faire le reste des calculs des chapitres suivants.

# **CHAPITRE VI**

## *Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires*

## VI .1. INTRODUCTION

Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples. Les éléments principaux de la structure sont l'ossature simple et le contreventement.

L'ossature simple est composée de poutres et de poteaux soumis aux seules charges verticales, et les éléments secondaires sont les solives et l'escalier. Ce dernier c'est la partie d'un ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de manière à ce qu'ils résistent, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, et aux charges appliquées.

## VI .2. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

En général, les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment sont soumis à la compression, avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté, cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée. On prend un exemple de calcul pour le poteau de l'entre sol avec le profilé HEA 400, sa hauteur est de 6,05m.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35G+1,5Q :

$$N_{Sd} = 107975,81 \text{ daN}$$

$$M_{y,Sd} = 33426,38 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 462,47 \text{ daN.m}$$

$$V_{Sd} = 21348,75 \text{ daN}$$

### VI.2.1. Classe du profilé HEA 400

✓ **Classe de l'âme fléchie**

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

$$\frac{298}{11} = 27,09 < 72 \rightarrow \text{Classe I}$$

✓ **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{300/2}{19} = 7,89 \leq 10 \rightarrow \text{Classe I}$$

La section est de classe I.

On doit vérifier que l'effet de l'effort tranchant est négligeable et ceci par la vérification de la formule suivante :

$$V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$



$$V_{pl,Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 5735 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 5735}{1.1} = 710618,64 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl,Rd} = 35530,93 \text{ daN} > V_{sd} = 21348,75 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VI.2.2. Résistance d'une section transversale soumise à un moment fléchissant et un effort axial : (paragraphe 5.4.8(4) CCM97)

Section transversale de classe 1 :

$$\text{Il faut que :} \quad M_{sd} \leq M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \cdot \left[ \frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,1}$$

$$M_{ply,Rd} = 54733,64 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd}}{\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{107975,81}{\frac{15900 \cdot 235}{1,1}} = 0,318$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} = 0,283$$

$$M_{Ny,Rd} = 54733,64 \cdot \left[ \frac{1-0,318}{1-0,5 \cdot (0,283)} \right] = 43480,9 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,sd} = 33426,38 \text{ daN} \cdot \text{m} < M_{Ny,Rd} = 43480,9 \text{ daN}$$

### VI.2.3. Vérification de la résistance de l'élément comprimé et fléchi (Paragraphe 5.5.4 CCM97)

Il faut d'abord vérifier les trois conditions suivantes :

- ✓ Pas de risque de déversement
- ✓  $\lambda_{max} > 0,2$
- ✓  $N_{sd} / (\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}) > 0,1$

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

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 →  $\beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1 \quad \rightarrow \quad \lambda_1 = 93,9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et  $K_w$  sont pris égaux à 0.5 et donc la formule de  $\lambda_{LT}$  est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L \cdot \left( \frac{W_{ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}} = \frac{0,5 \times 6050 \times \left( \frac{(2562 \times 10^3)^2}{2942 \times 10^9 \times 8584 \times 10^4} \right)^{0,25}}{\sqrt{3,093} \times \left[ \left( \frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 6050)^2 \times 81000 \times 189 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2942 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 20,74$$

Avec  $C_1 = 3,093$  selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{20,74}{93,9} = 0,22 < 0,4$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ , donc il est inutile de prendre en compte le déversement

### VI.2.3.1. Calcul de $\chi_{min}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_y}{i_y}}{93,9 \varepsilon} = \frac{0,5 \times 6050}{\frac{168,4}{93,9}} = 0,19 \leq 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_z}{i_z}}{93,9 \varepsilon} = \frac{0,5 \times 6050}{\frac{73,4}{93,9}} = 0,44 > 0,2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$$\phi_z = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[ 1 + 0,34(0,44 - 0,2) + 0,44^2 \right] = 0,64$$

Avec  $\alpha = 0,34$  : le facteur d'imperfection qui correspond à la courbe de flambement b

$$\chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,64 + [0,64^2 - 0,44^2]^{0,5}} = 0,905$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{107975,81}{0,905 \cdot 15900 \cdot 23,5 / 1,1} = 0,351 > 0,1$$

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_{ySd}}{W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{Plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

**VI.2.3.1. Calcul de  $k_y$  et  $k_z$**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

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

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

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

$\beta_{My}$  ;  $\beta_{Mz}$  : Facteurs de moment uniforme équivalent

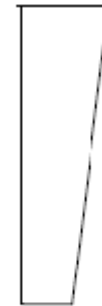
$M_1$

$$\beta_{My-z} = 1,8 - 0,7 \Psi_{y-z} \quad \text{avec} \quad \Psi_y = \frac{M_{y1}}{M_{y2}} \quad \text{et} \quad \Psi_z = \frac{M_{z1}}{M_{z2}}$$

✓  $M_{y1} = -33426,38 \text{ daN.m}$  ;  $M_{y2} = 14946,11 \text{ daN.m}$

$$\psi_y = \frac{14946,11}{-33426,38} = -0,44 \rightarrow \beta_{My} = 1,8 - 0,7 \cdot (-0,44) = 2,548$$

$$\mu_y = 0,19 \times (2 \times 2,548 - 4) + \frac{2562 \times 10^3 - 2311 \times 10^3}{2311 \times 10^3} = 0,317$$



$\psi M_1$

Donc :  $k_y = 1 - \frac{0,317 \times 107975,81}{1 \times 15900 \times 23,5} = 0,908$

✓  $M_{z1} = 462,47 \text{ daN.m}$  ;  $M_{z2} = -363,75 \text{ daN.m}$

$$\psi_z = \frac{-363,75}{462,47} = -0,79 \rightarrow \beta_{Mz} = 1,8 - 0,7 \cdot (-0,79) = 2,353$$

$$\mu_z = 0,44 \times (2 \times 2,353 - 4) + \frac{872,9 \times 10^3 - 570,9 \times 10^3}{570,9 \times 10^3} = 0,84$$

Donc :  $k_z = 1 - \frac{0,84 \times 107975,81}{0,76 \times 15900 \times 23,5} = 0,681$

Après avoir déterminé  $k_y$  et  $k_z$  et  $\chi_{min}$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_{ySd}}{W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{Plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{1079758,1}{0,905 \times 15900 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,908 \times 33426,38 \times 10^4}{2562 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,681 \times 462,47 \times 10^4}{872,9 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,923 \leq 1$$

Le profilé HEA 400 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

**Remarque :** La procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans les tableaux suivants :

Etages	profilés	Classe	$N_{sd}$ (daN)	$M_{ySd}$ (daN.m)	$M_{zSd}$ (daN.m)	$V_{sd}$ (daN)
Entre sol	HEA 400	Classe I	107975,81	33426,38	462,47	21348,75
RDC	HEA 340	Classe I	122300,69	18828,36	1149,33	15737,31
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	HEA 320	Classe I	110542,46	16035,26	702,68	11142,42
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	HEA 280	Classe I	13930,13	25544,46	11,39	12298,54

Tableau VI.1 : Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.

Etages	Profilés	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\bar{\lambda}_z$	$k_y$	$k_z$	$\chi_{min}$	Ratio	$0.5V_{PlRd}$ (daN)
Entre sol	HEA 400	0,22	0,44	0,908	0,681	0,91	0,77	35530,93
RDC	HEA 340	0,28	0,358	0,95	0,529	0,92	0,84	27721,177
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	HEA 320	0,26	0,36	0,95	0,53	0,92	0,80	19664,372
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	HEA 300	0,21	0,376	0,63	0,526	0,91	0,94	19577,15

Tableau VI.2 : Résistance des poteaux.

### VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES

#### VI .3.1 Poutre secondaire de centre commercial

Pour les poutres secondaires des étages du centre commercial, on a tiré des profilés en IPE 180.

D’après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35G+1,5Q. Avec une portée de L= 6,1m

##### VI.3.1.1. Les sollicitations

$$M_{Sd} = 3278,11 \text{ daN.m}$$

$$V_{Sd} = 2668,38 \text{ daN}$$

##### VI.3.1.2. Classe du profilé IPE 180

✓ Classe de l’âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{146}{5.3} = 27,55 < 72 \rightarrow \text{Classe I}$$

✓ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \longrightarrow \frac{91/2}{8} = 5.69 \leq 10$$

→ Classe I

La section est de classe I.

##### VI.3.1.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \text{ Avec : } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 1120,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1120,4}{1.1} = 13882,775 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 6941,387 \text{ daN} > V_{Sd} = 2668,38 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### VI.3.1.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{166,4 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 35549090,9 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 3554,91 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 3278,11 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{M_{sd}}{M_{ply.Rd}} = 0,92$$

Le profilé IPE 180 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

### VI.3.2 Poutre secondaire étage courant + terrasse

On prend un IPE160.

Sollicitation sous la combinaison 1,35G+1,5Q :

$V_{sd} = 1978,89$  daN

$M_{sd} = 2289,06$  daN.m

Profilé choisi		Vérification de la flèche (cm)	Moment Fléchissant (daN.m)		Effort tranchant (daN)	
IPE160	Classe : I	2,1 < 2,4	$M_{sd}$	$M_{Pl,Rd}$	$V_{sd}$	$0,5V_{Pl,Rd}$
			2289,06	2646,95	1978,89	5988,526
		CV	CV	CV		

Tableau VI.3 : Vérification de la poutre secondaire IPE 160.

## VI.4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- ✓ Transmettre les efforts horizontaux.
- ✓ Limiter les déformations
- ✓ Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction, pour ce cas on a un seul type de contreventement : en X.

La position des stabilités dans les coins du bâtiment dans les deux sens longitudinal et transversal afin de ne pas bloquer la circulation des véhicules à l'intérieur.

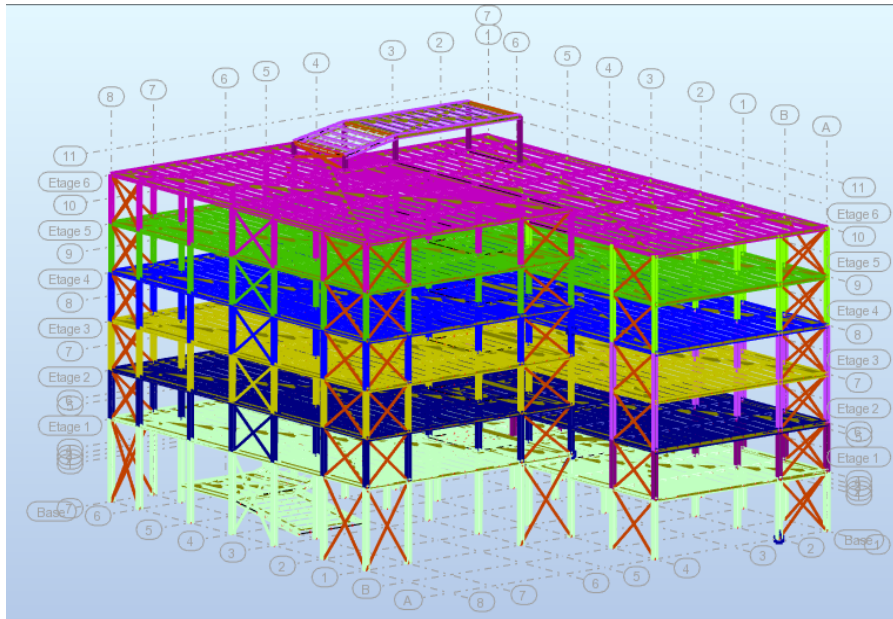


Figure VI.1 : Contreventement en X.

On a tiré des profilés en 2 UPN 100 avec  $L = 7,66 \text{ m}$

Puisque c'est un contreventement en X, on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de  $l = L/2 = 3,83 \text{ m}$

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est  $G + Q + 1.2 \text{ EY}$  avec :

$$N_{Sd} = 16098,75 \text{ daN}$$

#### VI.4.1. Vérification à la traction

$$N_{Sd} \leq 2 \cdot N_{t.Rd} = \min [2N_{pl.Rd}; 2N_{u.Rd}]$$

Avec :  $\begin{cases} N_{pl.Rd} : \text{Résistance plastique de la section brute} \\ N_{u.Rd} : \text{Résistance ultime de la section nette} \end{cases}$

$$\begin{cases} N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1350 \times 2 \times 235}{1.1} = 576818,182 \text{ N} \\ N_{u.Rd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = 0.9 \times \frac{1190 \times 2 \times 360}{1.25} = 616896 \text{ N} \end{cases}$$

$$\text{Avec } A_{net} = A - (d \times t) = 1350 - (16 \times 10) = 1190 \text{ mm}^2$$

d : diamètre des boulons M16.

t : épaisseur de la cornière.

Donc  $N_{t.Rd} = \min [57681,82 ; 61689,6] = 57681,82 \text{ daN}$

$N_{Sd} = 16098,75 \text{ daN} < N_{t.Rd} = 57681,82 \text{ daN}$

Condition vérifiée.

## VI.4.2. Vérification à la compression

### VI.4.2.1. Classe du profilé UPN 100

✓ Classe de l'âme comprimée

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

$$\frac{64}{6} = 10,66 < 33 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

✓ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{50/2}{8,5} = 2,94 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe I.}$$

Donc la section du profilé est de classe I

### VI.4.2.2. Calcul de la résistance à la compression

On vérifie le flambement selon l'axe de la plus faible inertie du profilé donc selon l'axe z-z

$$N_{Sd} \leq N_{Pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta_A)^{0.5}$$

$$\text{Avec} \quad \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{2 \times i_z} = \frac{3830}{2 \times 14,7} = 130,272 \text{ avec } l_f = l \\ \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = 1,387 > 0.2$  Donc il y a un risque de flambement

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Le facteur d'imperfection  $\alpha = 0.49$  correspondant à la courbe de flambement c, déterminé selon (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (1,387 - 0.2) + 1,387^2] = 1,753$$

$$\chi = \frac{1}{1,753 + [1,753^2 - 1,387^2]^{0.5}} = 0,354$$



$$N_{Pl,Rd} = 0,354 \times 1 \times 1350 \times 2 \times \frac{235}{1.1} = 88189,091 \text{ N}$$

$$N_{Sd} = 16098,75 \text{ daN} < N_{Pl,Rd} = 20419,36 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Pl,Rd}} = 0,79 < 1$$

Les profilés 2UPN 100 répondent à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la stabilité.

## VI.5. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

### VI.5.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et les marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

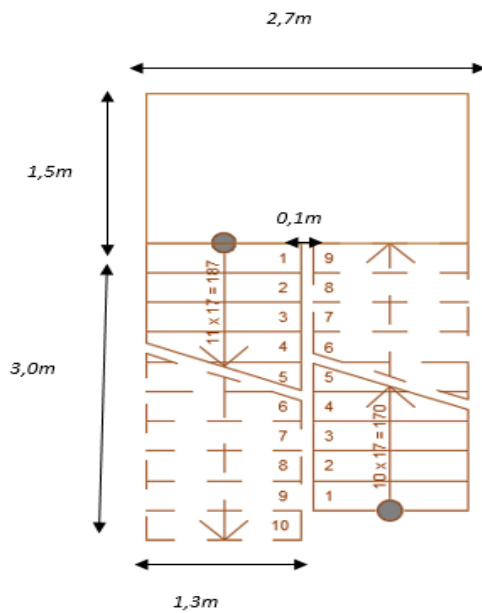


Figure VI.2 : Schéma de l'escalier a deux volées

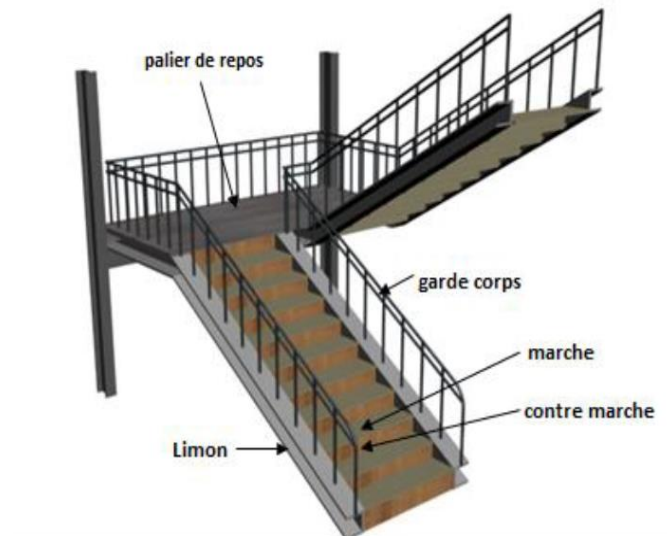


Figure VI.3 : Constituants d'un escalier

### VI.5.2. Pré-dimensionnement de l'escalier

$h$  : Hauteur de la contre marche donné par :  $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$g$  : Largeur de la marche (giron) donné par :  $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

$n$  : Nombre de contremarches.

m : Nombre de marches.

H : Hauteur à franchir avec une volée H = 1,87m

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 65 \text{ cm}$$

On prend : h = 17cm et g = 30 cm.  $\rightarrow 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} < 65 \text{ cm} \rightarrow$  Vérifié

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11$$

$$m = n - 1 = 11 - 1 = 10$$

On a 10 marches pour la 1ère volée et 9 pour la 2ème volée.

La longueur totale de l'escalier sera donc  $L = g \times n = 30 \times 10 = 300 \text{ cm}$

### VI.5.3. Calcul des éléments de l'escalier

#### VI.5.3.1. Calcul de la cornière de support

##### A. Vérification à la flèche

$$f \leq \delta v \text{ max} \rightarrow \delta v \text{ max} = L/250 \quad \text{avec} \quad f = \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

Cornière support ..... (Estimé)  $2 \times 2,09 \text{ daN/ml}$

$$G = 97 \times 0,3 + 2 \times 2,09 = 33,28 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 400 \times 0,3 = 120 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\text{ELS}} = (G + Q) = (33,28 + 120) = 153,28 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 153,28 \times 1,30^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 5,22 \times 10^{-8} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 5,22 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : L 40×40×5 avec  $I_y = 5,43 \text{ cm}^4$

##### B. Classe de la cornière

$$\frac{h}{t} < 15\varepsilon \rightarrow \frac{40}{5} = 8 < 15$$

$$\frac{b+h}{2t} < 11,5\varepsilon \rightarrow \frac{80}{10} = 8 < 11,5$$

Donc la cornière est de classe 3.

### C. Vérification de la résistance

#### C.1. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{227,304 \times 1,3}{2} = 147,748 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec : } A_v = L \times t = 120 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 120}{1.1} = 14869.1 \text{ N}$$

$0.5V_{pl.Rd} = 743.454 \text{ daN} > V_{Sd} = 68.495 \text{ daN}$  Condition vérifiée.

#### C.2. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ely.Rd}$

Ajout du poids propre du profilé choisit  $P_p = 2,97 \text{ Kg/m} = 2,97 \text{ daN/ml}$

$$Q_{ELU} = 1.35 (G + P_p) + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 [(97 \times 0.3) + 2 \times 2,97] + 1.5 (400 \times 0.3)$$

$$Q_{ELU} = 227,304 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{227,304 \times 1,3^2}{8} = 48,018 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{el,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{1,91 \times 2 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 816090,909 \text{ N.mm}$$

$M_{ply.Rd} = 81,609 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 48,018 \text{ daN.m}$  Condition vérifiée.

La cornière L 40×40×5 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

#### VI.5.3.2. Calcul du limon

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

✓ **Inclinaison de limon :**  $\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{187}{300} \right) = 31,94^\circ$

✓ **Longueur de limon :**  $\ell = \frac{187}{\sin(31,94)} = 353,48 \text{ cm}$

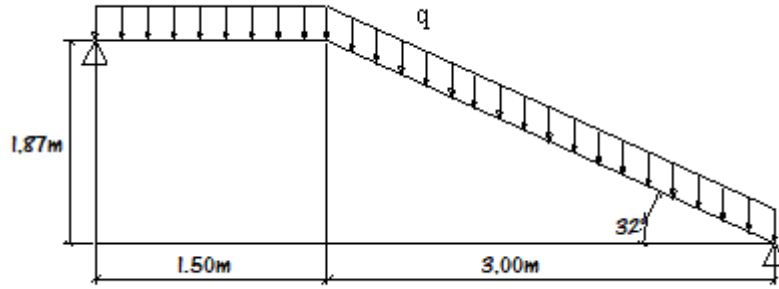


Figure VI.4 : Schéma statique de la volée.

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v+Q).E_m}{2} + G_{cornière} = \frac{(97+400).1,3}{2} + 2,97 = 326,02 \text{ daN/ml}$$

$$q_p = \frac{(G_p+Q).E_m}{2} = \frac{(262+400).1,3}{2} = 430,3 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ELS} = \max(q_v; q_p) = 430,3 \text{ daN/ml}$$

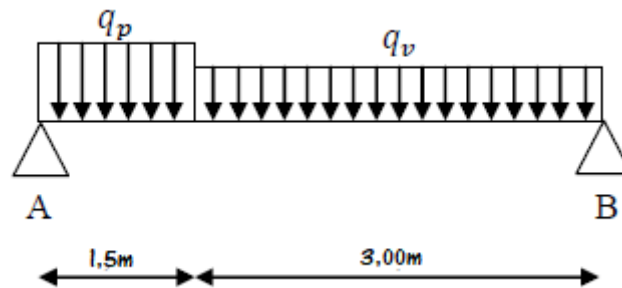


Figure VI.5 : Charge revenant au limon.

**A. Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta v \text{ max} \rightarrow \delta v \text{ max} = L/250 = 4,5/250 = 0.018 \text{ m} \quad \text{avec} \quad f = \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 430,3 \times 4,5^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 6,078 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 607,81 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : UPN 160 avec  $I_y = 925 \text{ cm}^4$

**B. Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

On ajoute le poids propre du profilé choisi :  $P_p = 18,8 \text{ Kg/m} = 18,8 \text{ daN/ml}$

La charge sera :  $Q_{ELS} = q + P_p = 430,3 + 18,8 = 449,1 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5QL^4}{384 EI_y} = \frac{5 \times 449,1 \times 4,5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 9,25 \times 10^{-6}} = 0,012 \text{ m} < 0,018 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### C. Vérification de la résistance

#### C.1. Classe du profilé UPN 160

✓ Classe de l'âme comprimée

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

$$\frac{115}{7,5} = 15,33 < 33 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

✓ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{65/2}{10,5} = 3,09 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe}$$

Donc la section du profilé global est de classe I

#### C.2. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$q_P = q_{\max} = \frac{(1,35q_p + 1,5Q).E_m}{2} + 1,35(G_{\text{profilé}}) = \frac{(1,35 \cdot 262 + 1,5 \cdot 400) \cdot 1,3}{2} + 1,35(18,8)$$

$$q_{ELU} = 645,285 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{645,285 \times 4,5^2}{8} = 1633,378 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{138 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 29481818,18 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 1633,378 \text{ daN.m} > M_{sd} = 2948,18 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### C.3. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{645,285 \times 4,5}{2} = 1451,891 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r)t_f = 1281,75 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 1281,75}{1,1} = 158820,477 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 7941,024 \text{ daN} > V_{Sd} = 1451,891 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé UPN 160 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

## VI.6. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES DE RAMPES

La structure comporte aussi des rampes intérieurs qui relient entre chaque demi-étage de la structure, la rampe est constitué d'une dalle mixte (comme le plancher du parking) et d'un profilé métallique de chaque cotés.

On prend un exemple de calcul pour la poutre de rampe IPE 330 qui relie l'entre sol avec le RDC, sa longueur est de 8,1m, le contrôle de la section se fait avec les formules de la flexion composée.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35G+1,5Q avec :

$$N_{Sd} = 21300,18 \text{ daN}$$

$$M_{y,Sd} = 7919,32 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 175,60 \text{ daN.m}$$

$$V_{Sd} = 5283,02 \text{ daN}$$

### VI.6.1. Classe du profilé IPE330

✓ Classe de l'âme comprimée

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

$$\frac{271}{7,5} = 36,13 < 33 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

✓ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{160/2}{11,5} = 6,96 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I

On doit vérifier que l'effet de l'effort tranchant est négligeable et ceci par la vérification de la formule suivante :

$$V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{mo}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 3080,25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3080,25}{1.1} = 381670,977 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 19083,548 \text{ daN} > V_{Sd} = 5283,02 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VI.6.2. Résistance d'une section transversale soumise à un moment fléchissant et un effort axial

Section transversale de classe 1 (paragraphe 5.4.8.1 (4) CCM 97)

Il faut que :  $M_{sd} \leq M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \times \left[ \frac{1-n}{1-0,5a} \right]$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,1} = 171827727,73 \text{ N.mm} = 17182,772 \text{ daN.m}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd}}{\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{21300,18}{\frac{6260 \times 23,5}{1,1}} = 0,159$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} = 0,412$$

$$M_{Ny,Rd} = 17182,772 \cdot \left[ \frac{1-0,159}{1-0,5 \cdot (0,412)} \right] = 18199,89 \text{ daN.m} > M_{y,sd} = 7919,32 \text{ daN.m}$$

### VI.6.3. Vérification de la résistance de l'élément comprimé et fléchi (Paragraphe 5.5.4 CCM97)

Il faut d'abord vérifier les trois conditions suivantes :

- ✓ Pas de risque de déversement
- ✓  $\lambda_{max} > 0,2$
- ✓  $N_{sd} / (\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}) > 0,1$

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier ;

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  $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1 \quad \rightarrow \lambda_1 = 93,9$$

Puisque la poutre est encadrée 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 :

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L.\left(\frac{W_{Ply}^2}{I_w I_z}\right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{(KL)^2.G.I_t}{\pi^2.E.I_w}\right]^{0,25}} = \frac{0.5 \times 8100 \times \left(\frac{(804,3 \times 10^3)^2}{199,1 \times 10^9 \times 788,1 \times 10^4}\right)^{0,25}}{\sqrt{3.093} \times \left[\left(\frac{0.5}{0.5}\right)^2 + \frac{(0.5 \times 8100)^2 \times 81000 \times 28,15 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 199,1 \times 10^9}\right]^{0,25}} = 57,1$$

Avec :  $C_1 = 3.093$  selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{57,1}{93,9} = 0.61 > 0.4$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$ , donc il y a risque de déversement

**VI.6.3.1. Calcul de  $\chi_{min}$**

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_y}{i_y}}{93.9 \epsilon} = \frac{0.5 \times 8100}{137,1 \times 93,9} = 0.31 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_z}{i_z}}{93.9 \epsilon} = \frac{0.5 \times 8100}{35,5 \times 93,9} = 1,215 > 0.2 \end{cases} \quad \lambda_{max} = \lambda_z = 1,215$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 \times [1 + 0.34.(1,215 - 0.2) + 1,215^2] = 1,411$$

Avec  $\alpha = 0.34$  le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement b

$$\chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{1,411 + [1,411^2 - 1,215^2]^{0.5}} = 0,46$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{21300,18}{0,46 \cdot 6260 \cdot 23,5 / 1,1} = 0,346 > 0,1$$

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{Plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\chi_{LT} : \text{Coefficient de réduction pour le déversement : } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$  pour les profils laminés



$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21(0.61 - 0.2) + 0.61^2] = 0.729$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.729 + [0.729^2 - 0.61^2]^{0.5}} = 0.886$$

### VI.6.3.1. Calcul de $k_y$ et $k_z$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Avec} \quad \mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15$$

$$\mu_{LT} \leq 0.90$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Avec} \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$\beta_{MLT}$  ;  $\beta_{Mz}$  : Facteurs de moment uniforme équivalent

$$\text{Avec : } \beta_{My-z} = 1.8 - 0.7 \Psi_{y-z} \quad \text{avec} \quad \Psi_y = \frac{M_{y1}}{M_{y2}} \quad \text{et} \quad \Psi_z = \frac{M_{z1}}{M_{z2}}$$

$$\checkmark M_{y1} = -7919.30 \text{ daN.m} ; M_{y2} = 2510.64 \text{ daN.m}$$

$$\psi_{LT} = \frac{2510.64}{-7919.30} = -0.317 \gg \beta_{MLT} = 1.8 - 0.7 \cdot (-0.317) = 2.022$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.215 \times 2.022 - 0.15 = 0.218$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.218 \times 21300.18}{0.46 \times 6260 \times 23.5} = 0.931$$

$$\checkmark M_{z1} = 175.60 \text{ daN.m} ; M_{z2} = -125.18 \text{ daN.m}$$

$$\psi_z = \frac{-125.18}{175.60} = -0.713 \longrightarrow \beta_{My} = 1.8 - 0.7 \cdot (-0.713) = 2.299$$

$$\mu_z = 1.215 \times (2 \times 2.299 - 4) + \frac{153.7 - 98.52}{98.52} = 1.28 > 1$$

On prend  $\mu_z = 1$

$$k_z = 1 - \frac{1 \times 21300.18}{0.46 \times 6260 \times 23.5} = 0.685$$

Après avoir déterminé  $k_{LT}$  et  $k_z$  et  $\chi_{min}$  et  $\chi_{LT}$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot W_{PlY} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{Plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{21300,18}{0,46 \times 6260 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,931 \times 7919,32 \times 10^3}{0,886 \times 804,3 \times 10^3 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,685 \times 175,60 \times 10^3}{153,7 \times 10^3 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,867 \leq 1$$

Le profilé IPE 330 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

## VI.7. DIMENSIONNEMENT DU GARDE-CORPS

Dans les cas courants, le garde-corps est un élément secondaire qu'on retrouve dans des surfaces exposées à des différents niveaux, il a pour rôle la protection des personnes. Ici on le retrouve dans les façades longitudinales du bâtiment, il a pour rôle en plus de celui cité précédemment d'empêcher la chute d'un véhicule en cas de choc accidentel.

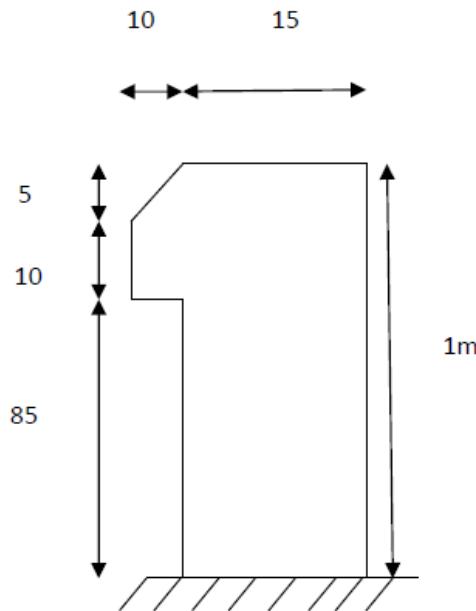


Figure VI.6 : Garde-corps

Il convient de calculer les garde-corps dans les parkings pour qu'ils résistent aux charges horizontales indiquées en [B(2) annexe B de l'Eurocode1 .1-1]. La force horizontale caractéristique  $F$  (en KN) que doit reprendre le garde-corps résistant au choc d'un véhicule est supposée uniformément répartie sur une longueur de 1,5m de garde-corps et perpendiculaire à celle-ci ; elle est donnée par la formule :

$$F = 0,5 m v^2 / (\delta c + \delta b)$$

où

$m$  : La masse totale autorisée en charge du véhicule (en kg) ;

$v$  : La vitesse du véhicule (en m/s) perpendiculairement à la barrière ;

$\delta_c$  : La déformation du véhicule (en mm) ;

$\delta_b$  : La déformation de la barrière (en mm).

On peut dire que cette force s'applique à la hauteur du pare-chocs. Dans ce cas de parking destiné à des véhicules dont la masse totale autorisée en charge ne dépasse pas 2500Kg, cette hauteur peut être prise égale à 375mm au-dessus du niveau du sol. [B (5) annexe B. l'Eurocode1 .1-1].

**VI.7.1. Chargement**

**VI.7.1.1. Charges verticales**

Le poids propre de l'acrotère est :  $G = 446,25 \text{ daN/ml}$

**VI.7.1.2. Charges horizontales**

✓ **Charge sismique**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \rightarrow [\text{RPA (article 6.2.3)}]$$

Avec

A: Coefficient d'accélération de zone  $\rightarrow$  [RPA99 (Tableau 4 .1)]

$C_p$ : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8  $\rightarrow$  RPA99 (Tableau 6.1)

$W_p$ : Poids de l'élément considéré.

Dans ce cas : Le groupe d'usage 2 et Zone I (W. Tlemcen).

$$\begin{cases} A = 0,1 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 4,463 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Donc  $F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 4,463 = 1,428 \text{ kN/ml}$

✓ **Charge d'exploitation**

$$Q = 100 \text{ daN/ml}$$

✓ **Charge accidentelle**

Définie précédemment, les données sont les suivants :

Pour un véhicule de masse  $m = 2500 \text{ Kg}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V = 4,5 \text{ m/s} \\ \delta_c = 100 \text{ mm} \\ \delta_b = 0 \text{ mm (barrière rigide)} \end{array} \right.$$

Dans le cas d'une barrière rigide, pour laquelle  $\delta_b$  peut être pris égal à zéro, la force caractéristique  $F$  pour les véhicules dont la masse totale n'excède pas 2500 kg est prise égale à 150 kN → [B (3) annexe B. l'Eurocode1 .1-1].

Donc  $F=150\text{KN}$

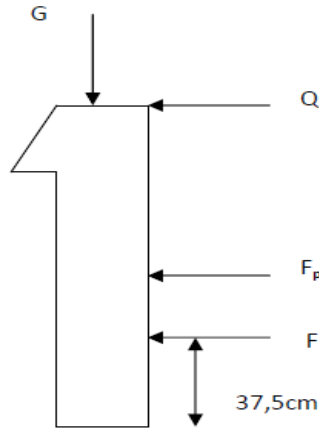


Figure VI.7 : Chargement du garde-corps

La force accidentelle est beaucoup plus grande que la charge sismique, d'exploitation et le poids propre, elle est répartie sur 1,5 mètre linéaire est donc :

$$F' = F/1,5 = 100\text{kN/ml}$$

**Hypothèses de calcul :**

- ✓ Le garde-corps est calculé comme un élément console, sollicité principalement à la charge accidentelle, et donc sollicité en flexion simple.
- ✓ La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande d'un mètre et demi linéaire (1,5m).

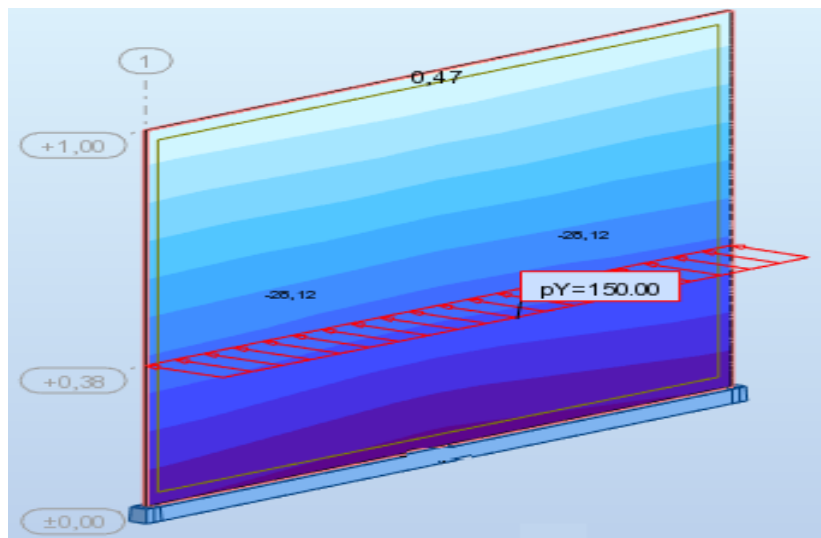


Figure VI.9 : Modèle 3D du garde-corps.

### VI.7.2. Calcul des sollicitations

La section défavorable est dans l'encastrement, le moment engendré par la charge de choc est :

$$M_{sd} = 53 \text{ kN}$$

### VI.7.3. Ferrailage

La section se calcule à la flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Données		
Géométrie	Largeur de la section	$b=1.50\text{m}$
	Hauteur utile des aciers tendus	$h=e=0.15\text{m}$
	Hauteur de la section	$d=0.13\text{m}$
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e=400 \text{ MPa}$
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28}=25 \text{ MPa}$
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable
Sollicitation	Moment ultime due à : F	$M_F=63,28 \text{ KN.m}$
	Moment réduit limite	$\mu_r=0.392$

Tableau VI.4 : Les données de calculs ferrailage.

Contraintes de calcul		
Contrainte de compression du béton à l'ELU	$\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b = 1,5}$	$f_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$
Contrainte de traction des aciers	$\frac{f_e}{\gamma_s = 1,15}$	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$
Résistance caractéristique à la traction	$0,6 \cdot f_{c28} + 0,6$	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Tableau VI.5 : Contraintes de calcul.

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$\frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	$\mu_u=0,148$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_r$ alors pas d'aciers comprimés Si : $\mu_u < \mu_r$ alors aciers comprimés nécessaires	Système d'armature retenu Pas d'aciers comprimés

Tableau VI.6 : Calcul des moments réduits de l'acrotère.

Calcul des paramètres caractéristique de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0,201$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - 0.4\alpha)$	$z = 0,12m$

Tableau VI.7 : Calcul des paramètres caractéristiques de la section réduite de l'acrotère.

Détermination de la section des aciers tendus		
Section d'acier	$\frac{M}{z \times \sigma_{st}}$	$A_{st} = 12,69 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$	$A_{min} = 2,35 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 8T16	$A_{st} = 16,08$

Tableau VI.8 : Détermination de la section des aciers tendus.

**VI.7.3.1. Armatures de répartition**

$A_r = \frac{A}{4} = 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On opte pour } 4T12$

**VI.7.3.2. Espacement**

Armatures principales  $S_t \leq \frac{150}{4} = 37,5 \text{ cm}$ , on adopte:  $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions  $S_t \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$ , on adopte:  $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.7.3.3. Schéma de ferrailage

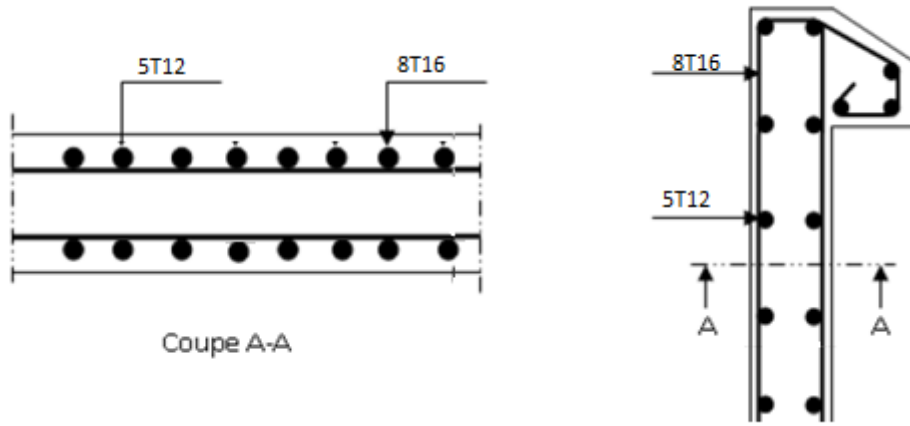


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage

# **CHAPITRE VII**

## *Calcul des assemblages*



## VII.1. INTRODUCTION

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature. Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites.

## VII.2. Rôle des assemblages

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, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- a) Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- b) Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

## VII.3. Calcul des assemblages

### VII.3.1. Assemblage poteau – poutre principale (HEA 320 – HEA 260)

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 perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

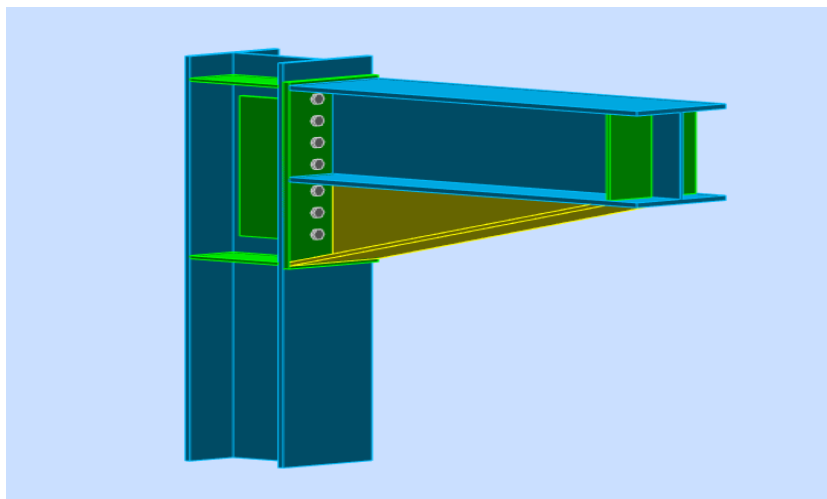


Figure VII.1 : Assemblage poteau-poutre principale

### VII.3.1.1. les efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1,35G+1,5Q :

$$V_{sd} = 14660,79 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 29503,87 \text{ daN.m}$$

### 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, On supposera également 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 :

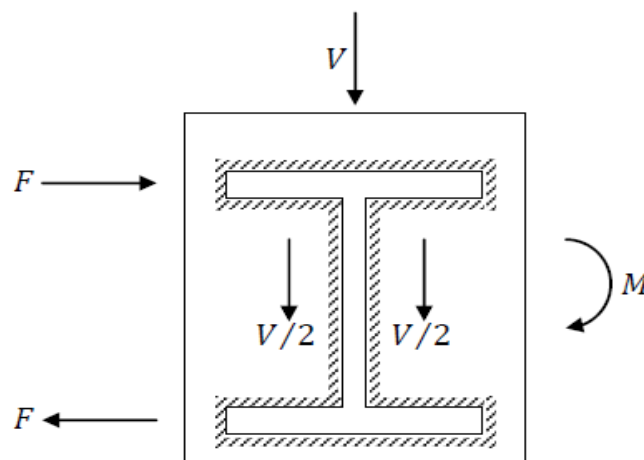


Figure VII.2 : Assemblage poutre-platine

#### A. Cordon de soudure

Hauteur de la platine :  $h = 510\text{mm}$

Épaisseur de la platine :  $\epsilon_p = 20 \text{ mm}$

Épaisseur de la semelle HEA260 :  $t_f = 12,5 \text{ mm}$

Épaisseur de l'âme HEA 260 :  $t_w = 7,5 \text{ mm}$

✓ Soudure de la semelle de la poutre sur la platine

$$3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot 12,5 \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 6,25$$

✓ Soudure de l'âme de la poutre sur la platine

$$3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot 7,5 \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 3,75$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} a_f = 7\text{mm} \\ a_w = 4\text{mm} \end{cases}$$

#### B. Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{20169,75}{0,250 - 0,0125} = 84925,263 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

✓ 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  $\sum l = 512,5 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{7 \times 512,5 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 913228,41 \text{ N} = 91322,84 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 84925,263 \text{ daN} < F_{w,rd} = 91322,84 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### C. 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  $\sum l = 404 \text{ mm}$

$$F_{v,Rd} = \frac{4 \times 404 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 3358793 \text{ N} = 33587,93 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 14660,79 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 33587,93 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### 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.

On prend deux files de 2 boulons  $\emptyset 18$  classe HR 10.9  $\begin{cases} f_{yb} = 900 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \end{cases}$

L'épaisseur la plus mince :  $t = \min(t_f; t_{platine}) = \min(12,5; 20) = 12,5 \text{ mm}$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$$

✓ **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  $p_2 = 120 \text{ mm}$ .

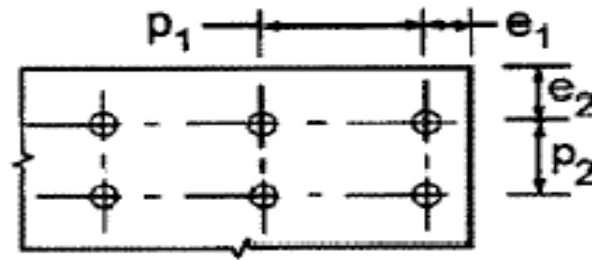


Figure VII.3 : Symboles pour les entraxes des fixations.

✓ Pinces ( $e_1, e_2$ )

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 60\text{mm}$

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 90\text{mm}$ .

**VII.3.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé**

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 12,5 \times \sqrt{\frac{260}{7,5}} = 73,6\text{mm}$$

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 de l'aile du jarret

Avec :  $h_1 = 435\text{mm}$  ;  $h_2 = 364\text{mm}$  ;  $h_3 = 294\text{mm}$  ;  $h_4 = 199\text{mm}$  ;  $h_5 = 129\text{mm}$

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{20169,75 \times 0,434}{2 \times (0,129^2 + 0,199^2 + 0,294^2 + 0,364^2 + 0,435^2)} = 13333,90 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{192 \times 1000}{1,25} = 138240\text{N} = 13824 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 13333,90 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 13824 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

**VII.3.1.6. Vérification au poinçonnement de la platine**

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 29,09 \times 20 \times 360}{1,25} = 31568 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 7103,69 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 31568 \text{ daN}$$

Condition vérifié

**VII.3.1.7. Vérification au glissement**

$$V_{sd} \leq n F_{s,Rd}$$

Avec : n le nombre de boulons n = 12

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{t,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{Boulons utilisés pour des trous normaux} \\ n=1 \quad \text{un seul plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé ; classe de surface C)} \end{array} \right.$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 13824}{1,1} = 3770,182 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{14660,79}{12} = 1221,73 \text{ daN} \leq F_{s,Rd} = 3770,182 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**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 :  $b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_w + 5(t_{fc} + r) = 12,5 + 2\sqrt{2} \times 4 + 5(15,5 + 27) = 236,314 \text{ mm}$

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \times b_{eff} \times t_w}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 29 \times 236,318}{1,1} = 146409,74 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{20169,75}{0,250 - 0,0125} = 84925,26 \text{ daN}$$

$$F_v = 84925,26 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 146409,74 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.3.1.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée**

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$t_{wc}$  : l'épaisseur de l'âme de poteau plus l'épaisseur de la doubleur d'âme

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 12,5 + 2 \times 4 \times \sqrt{2} + 5 \times (15,5 + 27) + 2 \times 20 = 276,314 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1 \\ \sigma_{c,sd} > 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd} / f_y \end{array} \right.$$

Avec :  $\sigma_{c,sd}$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$N_{sd} = 50504,23 \text{ daN}; M_{sd} = 13909,56 \text{ daN.m};$$

$$I_y = 22930 \times 10^4 \text{ mm}^4; A = 12440 \text{ mm}^2; h_a = 310 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{50504,23}{12440} + \frac{13909,56 \times 10^3}{22930 \times 10^4} \times 155 = 13,46 \text{ daN/mm}^2 \leq 0,7 \times 23,5 = 16,45 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{CV}$$

$$k_c = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1 \\ \bar{\lambda}_p > 0,72 \quad \rightarrow \quad \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) = 310 - 2(15,5 + 27) = 225 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{276,314 \times 225 \times 235}{210000 \times 9^2}} = 0,86 > 0,72$$

$$\longrightarrow \quad \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,86 - 0,2) / 0,86^2 = 0,89$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 276,314 \times 0,89 \times 29 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{276,314^2}{310^2}\right)}} = 106860,285 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^6 N_i$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{20169,75 \times 0,434}{0,468} = 18704,426 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{20169,75 \times 0,364}{0,468} = 15687,58 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{20169,75 \times 0,294}{0,468} = 12670,74 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{20169,75 \times 0,199}{0,468} = 8576,45 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times h_5}{\sum h_i^2} = \frac{20169,75 \times 0,129}{0,468} = 5559,61 \text{ daN}$$

$$N_6 = \frac{M_{sd} \times h_6}{\sum h_i^2} = \frac{20169,75 \times 0,059}{0,468} = 2542,768 \text{ daN}$$

Donc  $N_{sd} = 63741,574 \text{ daN}$

$N_{sd} = 63741,574 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 106860,285 \text{ daN}$  Condition vérifiée.

### VII.3.1.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

Lorsque des raidisseurs d'âme transversaux sont utilisés à la fois dans la zone comprimée et dans la zone tendue, la résistance au cisaillement plastique du panneau d'âme de poteau  $V_{Rd}$  peut être augmentée de  $V_{add,Rd}$  donné par l'expression :

$$F_v \leq v_{Rd} + V_{add,Rd}$$

$$v_{Rd} = 0.9 \times \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \quad ; \quad V_{add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{ds}$$

ds : est la distance entre axes des raidisseurs.

$M_{pl,fc,Rd}$  : est le moment résistant plastique de la semelle du poteau

$$M_{pl,fc,Rd} = 423,44 \text{ daN.m}$$

Avec :  $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 4116,5 \text{ mm}^2$

$$v_{Rd} = 0.9 \times \frac{235 \times 4116,5}{1,1 \cdot \sqrt{3}} + \frac{4 \cdot 423,44 \times 10^4}{480} = 492254,025 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h_a + h_j) - \left(\frac{t_f + t_{fj}}{2}\right)} = \frac{20169,75}{0,5 - 0,01225} = 41352,64 \text{ daN}$$

$F_v = 41352,64 \text{ daN} \leq v_{Rd} = 49225,4025 \text{ daN}$  Condition vérifiée.

### VII.3.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 340 – IPE 180)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre secondaire avec la platine soudée perpendiculairement avec l'âme du poteau.

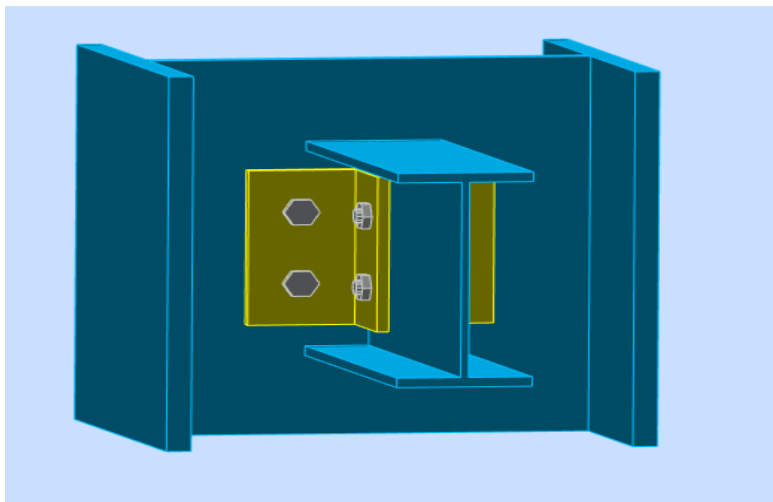


Figure VII.4 : Assemblage poteau-poutre secondaire.

**VII.3.2.1. Efforts sollicitant**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EY :

$$V_{sd} = 2868,38 \text{ daN}$$

**VII.3.2.2. Epaisseur de la cornière**

- ✓ La hauteur de la cornière :  $h = 130 \text{ mm}$
- ✓ la cornière est sollicitée en cisaillement
- ✓ La longueur du plan de cisaillement :  $l = 80 \text{ mm}$
- ✓ Le diamètre de trou  $d_0 = 14 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 3d_0) \times t \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 3d_0) \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 28683,8 \times \frac{1.25}{(80 - 3 \times 14) \times \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 6,95 \text{ mm}$$

On prend L 120×120×10

**VII.3.2.3. Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 3 boulons Ø12 classe 6.8.

$$t = \min (t_w ; t_{corniere}) = \min (5.3 ; 10) = 5.3 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 14 \text{ mm}$$

✓ **Entraxe ( $p_1$ )**

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 60 \text{ mm}$ .

✓ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 35 \text{ mm}$ .

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 45 \text{ mm}$ .

**VII.3.2.4. Vérification au cisaillement**

$$V_{T.sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{84.3 \times 600}{1.25} = 2427.84 \text{ daN}$$

✓ **Cisaillement par effort tranchant ( $V_{sd}$ )**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{2868,38}{4} = 717,095 \text{ daN}$$



✓ Cisaillement par moment ( $V_{m,sd}$ )

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{2862,38}{2} \times 0,045}{0,06} = 1075,643 \text{ daN}$$

✓ Cisaillement total ( $V_{t,sd}$ )

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(717,095)^2 + (1075,643)^2} = 1292,762 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 1292,762 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 2427,84 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

## VII.3.2.5. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,83; 1,18; 1,66; 1) = 0,83$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 360 \times 12 \times 10}{1,25} = 7171,2 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 1434,19 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 7171,2 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

## VII.3.3. Assemblage poutre – solive (HEA 280 – 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 HEA 280, avec une file verticale de deux boulons.

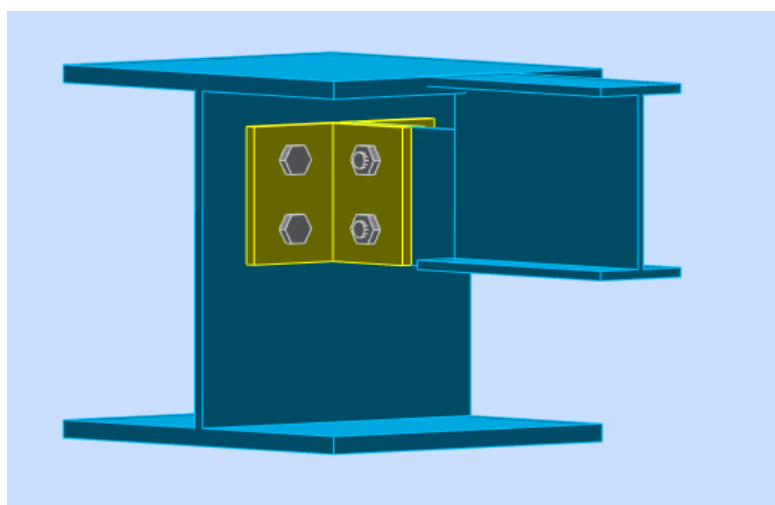


Figure VII.5 : Assemblage poutre-solive.

**VII.3.3.1. Effort sollicitant**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5 Q :

$$V_{sd} = 2212,53 \text{ daN}$$

**VII.3.3.2. Epaisseur de la cornière**

- ✓ La hauteur de la cornière : 100 mm
- ✓ Le gousset est sollicité en cisaillement
- ✓ La longueur du plan de cisaillement  $l = 80 \text{ mm}$
- ✓ Le diamètre de trou  $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 2212,53 \times \frac{1,25}{(80 - 2 \times 13) \times \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 3,77 \text{ mm}$$

On prend L 80×80×8

**VII.3.3.3. Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø12 classe 6.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min (t_w ; t_{\text{cornière}}) = \min (4,7 ; 8) = 4,7 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 1 = 13 \text{ mm}$$

✓ **Entraxe ( $p_1$ )**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 50 \text{ mm}$ .

✓ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 25 \text{ mm}$ .

$1,2 d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 45 \text{ mm}$ .

**VII.3.3.4. Vérification au cisaillement**

$$V_{T.sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times \frac{84,3 \times 600}{1,25} = 2427,84 \text{ daN}$$

✓ **Cisaillement par effort tranchant ( $V_{sd}$ )**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{2212,53}{4} = 553,133 \text{ daN}$$

✓ Cisaillement par moment ( $V_{m,sd}$ )

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{2212.53}{2} \times 0.045}{0.05} = 995,638 \text{ daN}$$

✓ Cisaillement total ( $V_{t,sd}$ )

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(553.133)^2 + (995,638)^2} = 1138,969 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 1138,969 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 2427.84 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

## VII.3.3.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.64; 1.03; 1.66; 1) = 0.64$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.64 \times 360 \times 12 \times 8}{1.25} = 4423,698 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 1106.27 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 4423,698 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

## VII.3.4. Assemblage poteau – poteau (HEA 400 – HEA 340)

L'assemblage est fait à l'aide de deux platines avec deux fils de boulons ; qui assurent la liaison entre les âmes et les semelles des poteaux successives.

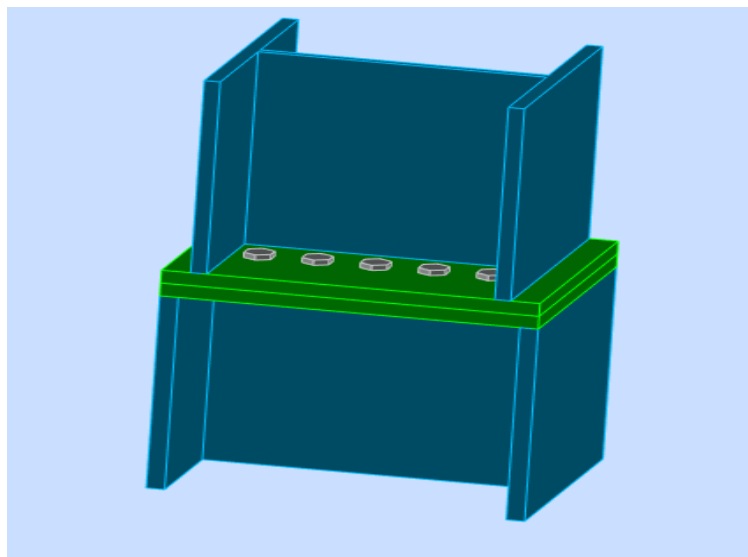


Figure VII.6 : Assemblage poteau-poteau

**VII.3.4.1. Efforts sollicitant**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison  $G + Q + 1.2 EX$  :

$$V_{sd} = 16828,31 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 8326,74 \text{ daN.m}$$

**VII.3.4.2. Soudure de la platine****A. Cordon de soudure**

Épaisseur de la platine :  $é_p = 20 \text{ mm}$

Épaisseur de la semelle HEA400 :  $t_f = 19 \text{ mm}$

Épaisseur de l'âme HEA 400 :  $t_w = 11 \text{ mm}$

✓ Soudure de la semelle du poteau sur la platine :

$$3 \text{ mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot 19 \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a_f \leq 9,5$$

✓ Soudure de l'âme du poteau sur la platine :

$$3 \text{ mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a_w \leq 0,5 \cdot 11 \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a_f \leq 5,5$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} a_f = 9 \text{ mm} \\ a_w = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

**VII.3.4.3. Disposition constructive**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 2 boulons  $\emptyset 16$  classe HR 8.8

L'épaisseur la plus mince :  $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(16,5 ; 20) = 16,5 \text{ mm}$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

✓ **Entraxe vertical ( $p_1, p_2$ )**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 60 \text{ mm}$ .

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$  Alors on prend  $p_2 = 110 \text{ mm}$ .

✓ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 75 \text{ mm}$

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 95 \text{ mm}$ .

**VII.3.4.4. Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$V \leq F_{v,Rd}$$

$$V = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{16828,31}{10} = 1682,831 \text{ daN} \quad \text{avec } n : \text{ nombre des boulons}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_{p,cd}}{\gamma_{ms}}$$

$F_{p,cd}$  : Effort de précontrainte

$K_s$  : Facteur de forme (trous nominaux,  $k_s = 1$ )

$m$  : nombre de plan de contact (frottement)  $m=2$

$\mu$  : Coefficient de frottement égale à 0,3 (sur face broyée)

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 157 = 8792 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3 \times 8792}{1,25} = 4220,16 \text{ daN}$$

$$V = 1682,831 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 4220,16 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

#### VII.3.4.5. Vérification de la résistance de l'âme du poteau en traction

$$F_v \leq F_{t,Rd} = \frac{f_y \times b_{eff} \times t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_w + 5(t_{fc} + r) = 19 + 2\sqrt{2} \times 7 + 5(19 + 27) = 268,8 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \times b_{eff} \times t_w}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 11 \times 268,8}{1,1} = 63168 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{8326,74}{0,390 - 0,019} = 22444 \text{ daN}$$

$$F_v = 22444 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 63168 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

#### VII.3.5. Assemblage des contreventements en X (2UPN 100)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset soudé avec le poteau, les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

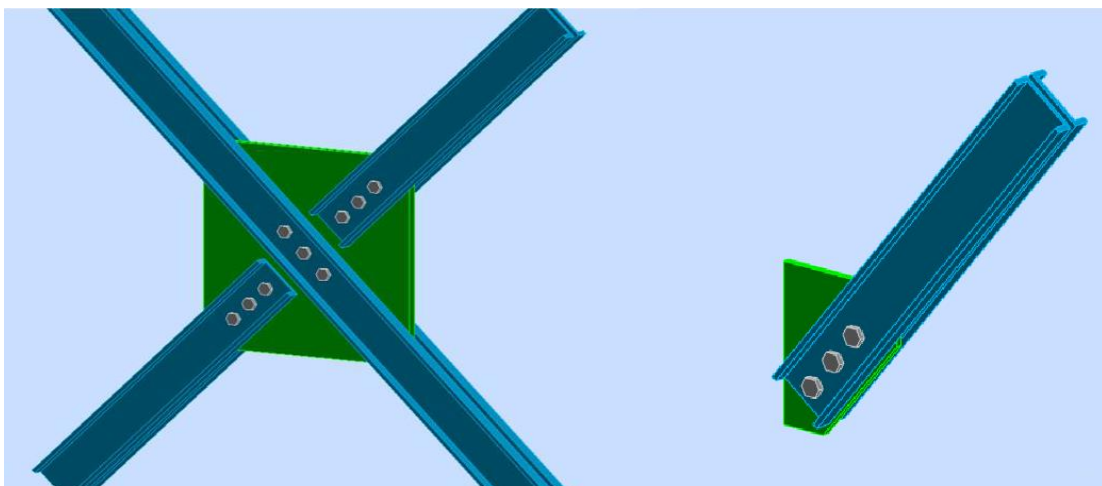


Figure VII.7 : Assemblage contreventement en X.

**VII.3.5.1. Efforts sollicitant**

L'effort sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G+Q+1.2Ey:

$$N_{sd} = 16612,13 \text{ daN}$$

**VII.3.5.2. Epaisseur du gousset**

- ✓ La dimension du gousset : gousset central 500×500 mm<sup>2</sup>  
gousset de rive 200×250 mm<sup>2</sup>
- ✓ Le gousset est sollicité en traction
- ✓ La longueur du plan de traction  $l = 200 \text{ mm}$
- ✓ Le diamètre de trou  $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{t(l - d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - d_0) \times f_y} = 16612,13 \times \frac{1,25}{(200 - 18) \times 235} = 4,86 \text{ mm}$$

On prend  $t = 14 \text{ mm}$

**VII.3.5. 3. Soudure du gousset**✓ **Cordon de soudure**

Epaisseur du gousset : ép = 14 mm

Epaisseur de l'âme de poteau :  $t_w = 11 \text{ mm}$

On prend une valeur commune :  $a = 7 \text{ mm}$

✓ **Vérification de la soudure a la traction (cordon oblique)**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

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  $\sum l = 600 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{7 \times 500 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 72746,13 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 16612,13 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 72746,13 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

**VII.3.5.4. Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons Ø16 classe 6.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(6 ; 14) = 6 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

✓ **Entraxe (p<sub>1</sub>)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm.}$$

✓ **Pinces (e<sub>1</sub>, e<sub>2</sub>)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 30 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 50 \text{ mm.}$$

### VII.3.5.5. Vérification au cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq n F_{v,Rd} \quad \text{Avec } n : \text{ le nombre de boulons } n = 3$$

$$3 \times F_{v,Rd} = 3 \times 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 3 \times 0,6 \times \frac{157 \times 600}{1,25} = 13564,8 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 8306 \text{ daN} < 3 \times F_{v,Rd} = 13564,8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3.5.6. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,55; 0,86; 1,66; 1) = 0,55$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 360 \times 16 \times 14}{1,25} = 8870,4 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 5537,4 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 8870,4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## VII.3.6. Assemblage poteau – poutre de rampe (HEA 400 – IPE330)

### VII.3.6.1. les efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1,35G+1,5Q :

$$V_{sd} = 10864,49 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 14366,08 \text{ daN.m}$$

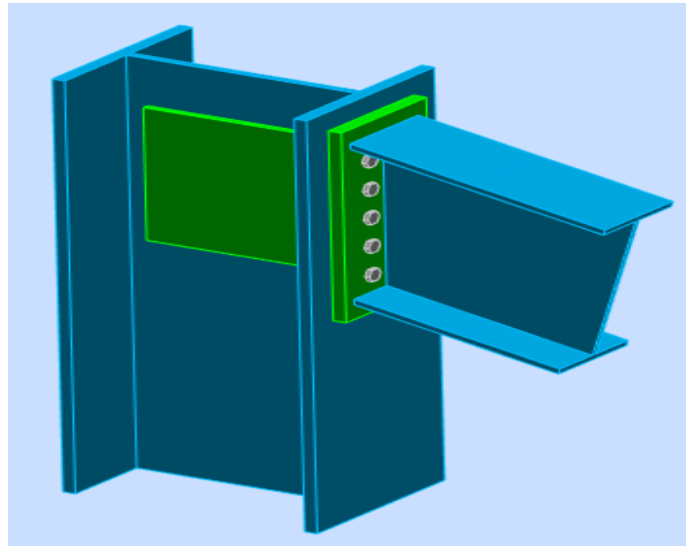


Figure VII.8 : Assemblage poteau-poutre de rampe.

### VII.3.6.2. Soudure de la platine

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, On supposera également 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 :

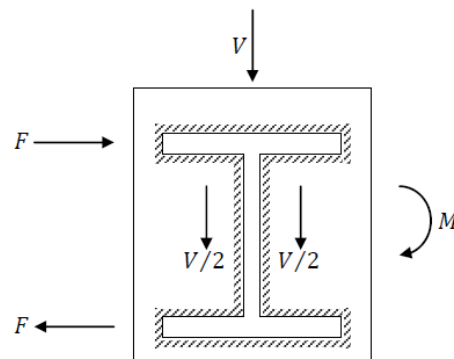


Figure VII.9 : Assemblage poutre-platine.

#### A. Cordon de soudure

Epaisseur de la platine :  $é_p = 20 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 330 :  $t_f = 11.5 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 330:  $t_w = 7,5 \text{ mm}$

✓ Soudure de la semelle de la poutre sur la platine

$$3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot 11,5 \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 5,75$$

✓ Soudure de l'âme de la poutre sur la platine

$$3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot 7,5 \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 3,75$$



On prend :  $\begin{cases} a_f = 6\text{ mm} \\ a_w = 4\text{ mm} \end{cases}$

### B. Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{14366,08}{0,330 - 0,0115} = 45105,43\text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

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  $\sum l = 312,5\text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{6 \times 312,5 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 477297,07\text{ N} = 47729,707\text{ daN}$$

$$N_{sd} = 45105,43\text{ daN} < F_{w,rd} = 47729,707\text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### C. 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  $\sum l = 573\text{ mm}$

$$F_{v,Rd} = \frac{4 \times 573 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 476383,25 = 47638,325\text{ daN}$$

$$V_{sd} = 10864,49\text{ daN} < F_{v,Rd} = 47638,325\text{ daN}$$

Condition vérifiée.

#### VII.3.6.3. Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 2 boulons  $\varnothing 18$  classe HR 10.9  $\begin{cases} f_{yb} = 900\text{ MPa} \\ f_{ub} = 1000\text{ MPa} \end{cases}$

L'épaisseur la plus mince :  $t = \min(t_f ; t_{platine}) = \min(11,5 ; 20) = 11,5\text{ mm}$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16\text{ mm}$$

✓ **Entraxe vertical ( $p_1, p_2$ )**

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 60\text{mm}$ .

3  $d_0 \leq p_2 \leq 14t$  Alors on prend  $p_2 = 80\text{mm}$ .

✓ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 80\text{mm}$

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 60\text{mm}$ .

**VII.3.6.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé**

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 11,5 \times \sqrt{\frac{160}{7,5}} = 53,12 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée ; donc tous les boulons sont tractés.

**VII.3.6.5. 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 de la semelle comprimée

avec :  $h_1 = 283\text{mm}$  ;  $h_2 = 223\text{mm}$  ;  $h_3 = 163\text{mm}$  ;  $h_4 = 103\text{mm}$

$$F_{t.Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{14366,08 \times 0,283}{2 \times (0,103^2 + 0,163^2 + 0,223^2 + 0,283^2)} = 12172,75 \text{ daN}$$

$$F_{t.Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{192 \times 100}{1,25} = 13824 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 12172,75 \text{ daN} < F_{t.Rd} = 13824 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.3.6.6. Vérification au poinçonnement de la platine**

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 29,09 \times 20 \times 360}{1,25} = 31584 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 12172,75 \text{ daN} < B_{p.Rd} = 31584 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.3.6.7. Vérification au glissement**

$$V_{sd} \leq n F_{s,Rd}$$

Avec : n le nombre de boulons  $n = 12$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{t,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{Boulons utilisés pour des trous normaux} \\ n=1 \quad \text{un seul plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé ; classe de surface C)} \rightarrow \text{Voir annexe C} \end{array} \right.$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 13824}{1,1} = 3770,182 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{10864,49}{10} = 1086,45 \text{ daN} \leq F_{s,Rd} = 3770,182 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3.6.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd} = \frac{f_y \times b_{eff} \times t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_w + 5(t_{fc} + r) = 11,5 + 2\sqrt{2} \times 4 + 5(19 + 27) = 252,81 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \times b_{eff} \times t_w}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times (11 + 10) \times 252,81}{1,1} = 113419,76 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{14366,08}{0,33 - 0,0115} = 45105,43 \text{ daN}$$

$$F_v = 45105,43 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 113419,76 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3.6.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 11,5 + 2 \times 4 \times \sqrt{2} + 5 \times (15,5 + 27) + 2 \times 20 = 275,314 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1 \\ \sigma_{c,sd} > 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd} / f_y \end{array} \right.$$

$\sigma_{c,sd}$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$N_{sd} = 143956,14 \text{ daN}; M_{sd} = 15352,89 \text{ daN.m};$$

$$I_y = 45070 \times 10^4 \text{ mm}^4; A = 15900 \text{ mm}^2; h_a = 390 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{143956,14}{15900} + \frac{15352,89 \times 10^3}{45070 \times 10^4} \times 195 = 15,7 \text{ daN/mm}^2 \leq 0,7 \times 23,5 = 16,45 \text{ daN/mm}^2 \text{ CV}$$

$$k_c = 1$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0,72 & \rightarrow \rho = 1 \\ \bar{\lambda}_p > 0,72 & \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) = 390 - 2(15,5 + 27) = 305 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{275,314 \times 305 \times 235}{210000 \times 11^2}} = 0,82 > 0,72$$

$$\longrightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,82 - 0,2) / 0,82^2 = 0,92$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 275,314 \times 0,92 \times 21 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \left(\frac{275,314}{390}\right)^2\right)}} = 88522,26 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^6 N_i$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{14366,08 \times 0,283}{0,169} = 24056,81 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{14366,08 \times 0,223}{0,169} = 18956,43 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{14366,08 \times 0,163}{0,169} = 13856,042 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{14366,08 \times 0,103}{0,169} = 8755,66 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times h_5}{\sum h_i^2} = \frac{14366,08 \times 0,043}{0,169} = 3655,275 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 69280,217 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 69280,217 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 88522,26 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### VII.3.6.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,9 \times \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Avec :  $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 5735 \text{ mm}^2$

$$v_{Rd} = 0.9 \times \frac{23,5 \times 5735}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 63663,5 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{14366,08}{0,330 - 0,0115} = 45105,432 \text{ daN}$$

$$F_v = 45105,432 \text{ daN} \leq v_{Rd} = 63663,5 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### VII.3.7. Pied de poteau

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assises capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.

Les plaques d'assises sont fixées aux pieds de poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Pour cette structure, on a opté pour le type encastré.

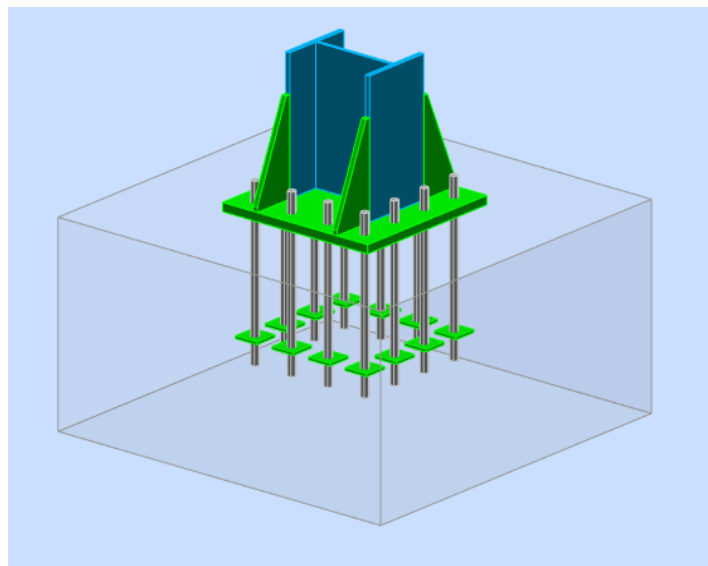


Figure VII.10 : Assemblage pied de poteau.

#### VII.3.7.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 0.8 G - Ey :

$$N_{t,sd} = -39938,12 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = -4852,77 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = -10051,15 \text{ daN}$$

#### VII.3.7.2. Estimation des efforts maximums de compression et de traction

✓ Compression max ( $F_{c,Ed}$ ) :

$$\text{Valeur max pour } F_{c,Ed} = \frac{|M_{Ed}|}{h_c - t_{fc}} - \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{4852,77}{0,390 - 0,019} - \frac{-39938,12}{2} = 33049,30 \text{ daN}$$

✓ Traction max ( $F_{t,Ed}$ ) :

$$\text{Valeur max pour } F_{t,Ed} = \frac{|M_{Ed}|}{h_c - t_{fc}} + \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{4852,77}{0,390 - 0,019} + \frac{39938,12}{2} = 333049,30 \text{ daN}$$

**VII.3.7.3. Dimensionnement de la plaque d'assise pour l'effort de compression**

Supposant que la charge de compression axiale est :

$$N_{j,Ed} = 2 \max (F_{c,Ed}) = 2 \times 33049,30 = 66098,6 \text{ daN}$$

**A. 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 égal à  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

**B. Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left( \frac{1}{h \times b} \times \left[ \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right]^2 ; \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right) = \max \left( \frac{1}{675 \times 660} \times \left[ \frac{660986}{16.67} \right]^2 ; \frac{660986}{16.67} \right)$$

$$A_{c0} = 39651,23 \text{ mm}^2$$

**C. 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.

$A_{c0} < 0.95 \times 675 \times 660 = 423225 \text{ mm}^2 \rightarrow$  plaque d'assise à projection courte.

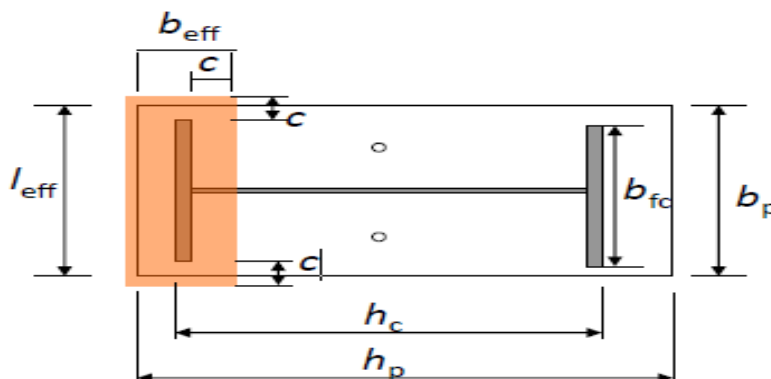


Figure VII.11 : Plaque d'assise à projection courte.

**D. Détermination de la largeur d'appui additionnelle :**

On adopte :  $t_p=35$  mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{M0}}}$$

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{M0}}} = 35 \sqrt{\frac{235}{3.16,67 \times 1,1}} = 72 \text{ mm}$$

**E. Détermination des dimensions de la plaque d'assise**

Les dimensions de la plaque d'assise à projection courte se calculent comme suite :

$$b_p \geq b_c + 2c = 300 + 2 \times 72 = 444 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h_c + 2c = 390 + 2 \times 72 = 534 \text{ mm}$$

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_p = 660 \text{ mm} \\ h_p = 675 \text{ mm} \end{array} \right.$$
**VII.3.7.4. Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé avec quatre files des tiges d'encrage  $\emptyset 33$  classe 4.6

$$t = t_p = 35 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 35 \text{ mm}$$

✓ **Entraxes ( $p_1, p_2$ )**

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 170$  mm.

3  $d_0 \leq p_2 \leq 14t$  Alors on prend  $p_2 = 165$  mm.

✓ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 82,5$  mm.

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 82,5$  mm

**VII.3.7.5. Vérification de la résistance de pied de poteau****A. la résistance en compression d'un tronçon en T de semelle**

$$N_{c,Rd} = l_{eff} \cdot b_{eff} \cdot f_{jd}$$

$$l_{eff} = b_p = 660 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \left( \frac{h_p - h_c}{2} \right) + t_f + c = \left( \frac{675 - 390}{2} \right) + 19 + 72 = 233,5 \text{ mm}$$

$$N_{c,Rd} = 660 \times 233,5 \times 1,667 = 256901,37 \text{ daN}$$

$$N_{c,Sd} = 66098,6 \text{ daN} < N_{c,Rd} = 256901,37 \text{ daN}$$

condition vérifiée.

### B. Résistance des tiges d'encrage à la traction

La résistance de calcul des boulons d'ancrage  $F_{t,Rd,anchor}$  égale à la plus petite des valeurs de 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  $F_{t,bond,Rd}$ .

$$F_{t,anchor,Rd} = \min(F_{t,bond,Rd}; F_{t,Rd})$$

Où :

✓  $F_{t,bond,Rd}$  : Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi d l_b fbd}{\alpha}$$

$$fbd = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \times \frac{132 - d}{100}$$

$$fbd = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} \times \frac{132 - 33}{100} = 1,19$$

$d$  : Diamètre de la tige  $d = 33 \text{ mm}$

$l_b$  : L'encrage dans le béton  $l_b = 600 \text{ mm}$

$f_{ck}$  : Résistance du béton  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$\alpha$  : Facteur tenant en compte la forme de la tige :  $\rightarrow \alpha = 1$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 33 \times 600 \times 1,19}{1} = 7402,22 \text{ daN}$$

✓  $F_{t,Rd}$  : Résistance de la tige à la traction

$$F_{t,Rd} = 3,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 3,6 \times \frac{694 \times 400}{1,5} = 66624 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = F_{t,bond,Rd} = 7402,22 \text{ daN}$$

### C. Détermination de la résistance à l'effort axial de traction

✓ Longueurs participantes du tronçon en T équivalent

La longueur participante du tronçon en T est la suivante :

**Mécanisme circulaire**

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2\pi m_x \\ \pi m_x + w \\ \pi m_x + 2e \end{cases}$$

**Mécanisme non circulaire**

$$l_{eff,nc} = \min \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x \\ 2m_x + 0,625e_x + w/2 \\ 2m_x + 0,625e_x + e \\ b_p/2 \end{cases}$$



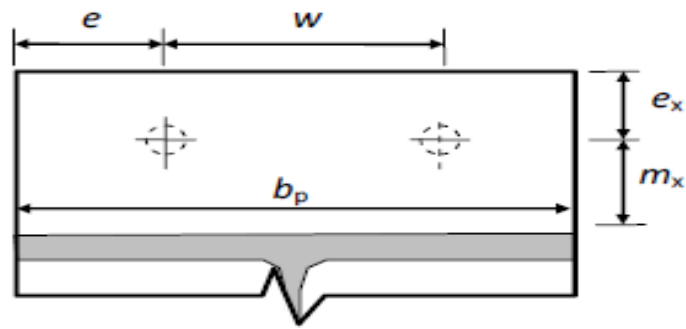


Figure VII.12 : Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

Avec :  $m = \frac{p_2}{2} - \frac{t_w}{2} - 0.8 \sqrt{2 a_w}$  ;

$a_w$ : Cordon de soudure pris égal à 7mm

Donc  $m = \frac{170}{2} - \frac{11}{2} - 0.8 \sqrt{2 \times 7} = 68,54 \text{ mm}$

$W=165 \text{ mm}$  ;  $e=82,5\text{mm}$  ;  $e_x=82,5\text{mm}$  ;  $m_x=68,54\text{mm}$

$$l_{\text{eff,cp}} = \min \begin{cases} 430,43\text{mm} \\ 380,22\text{mm} \\ 380,22\text{mm} \end{cases} \qquad l_{\text{eff,nc}} = \min \begin{cases} 377,29\text{mm} \\ 271,14\text{mm} \\ 271,14\text{mm} \\ 225\text{mm} \end{cases}$$

Longueur participante du tronçon en T pour le premier mode :

$l_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff,cp}} ; l_{\text{eff,nc}}) = \min( 380,22\text{mm} ; 225\text{mm}) \longrightarrow l_{\text{eff},1} = 225\text{mm}$

Longueur participante du tronçon en T pour le premier mode :  $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff,nc}} = 225 \text{ mm}$

✓ Modes de ruine

Les modes de ruine possibles d'un tronçon en T équivalent tendu sont illustrés au Tableau 5.2.

Mode	Description	schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$

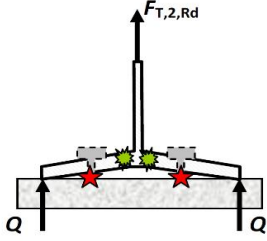
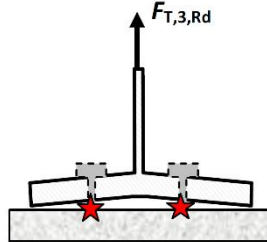
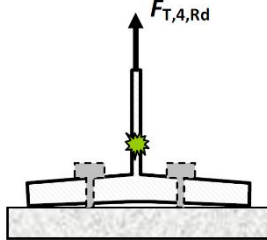
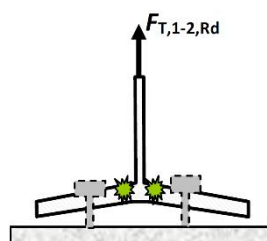
Mode 2	Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m + n} + \frac{2 n F_{t,Rd,anchor}}{m + n}$
Mode 3	Ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor}$
Mode 4	Plastification de l'âme tendue		$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,t} = l_{eff,1}$
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 VII.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 :

$$L_b > L_b^*$$

$L_b$ : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage (EC3-1.8-tableau6.2)

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5k$$

$t_{wa}$  : Epaisseur de la rondelle  $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

$k$  : Epaisseur de l'écrou  $k = 0.8d$

$e_m$  : Epaisseur de mortier de calage  $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 33 + 30 + 35 + 5 + 0.5 \times 0.8 \times 33 = 347,2 \text{ mm}$$

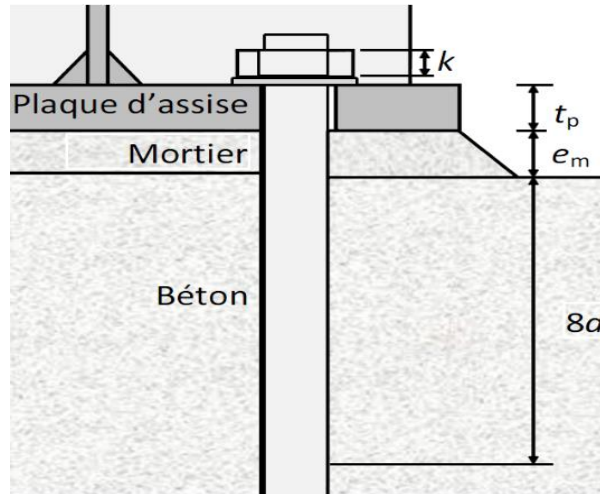


Figure VII.13 : Longeur d'allongement du boulon d'ancrage

$L_b^*$  : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b^* = \frac{8.8 m^3 A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8.8 \times 68,54^3 \times 694}{225 \times 35^3} = 203,84 \text{ mm} < L_b$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

### ✓ 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 valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

#### Mode 1-2

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 225 \text{ mm}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{35^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 6542,61 \text{ daN}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 6542,61 \times 0,225 = 1472,09 \text{ daN.m}$$

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 \times 1472,09}{0.06854} = 42955,65 \text{ daN}$$

#### Mode 3

$$F_{t,3,Rd} = 2 \times 7398,47 = 14796,94 \text{ daN}$$

**Mode 4**

$$F_{t,4,Rd} = \frac{196 \times 11 \times 235}{1.1} = 46060 \text{ daN}$$

Valeur de la résistance finale :

$$F_{t,Rd} = F_{t,3,Rd} = 14796,94 \text{ daN}$$

Puisque l'assemblage contient 4 rangées de boulons, la valeur de la résistance devient :

$$F_{T,Rd} = 4F_{t,Rd} = 59187,76 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 6888,82 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 59187,76 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**D. Résistance à la flexion de pied de poteau encastré**

L'effort de traction est positionné au centre des boulons d'ancrage,

L'effort de compression au centre de la semelle du poteau.

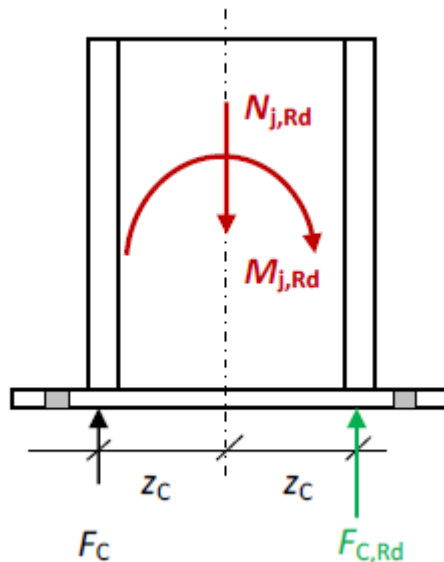


Figure VII.14 : Les deux tronçons en T comprimés

✓ **Calcul de l'excentricité**

$$e_N = \frac{MEd}{NEd} = \frac{-4852,77}{-39938,12} = 122 \text{ mm}$$

D'après le tableau 6.7 de l'eurocode 3(1-8) on a :

$N_{Ed} < 0$  et  $0 \leq e_N \leq z_c$  donc on est dans le cas :   
 { Côté gauche comprimée  
 { Côté droite comprimée

Avec  $z = 2 z_c$

$$z_c = h_c/2 - t_f/2 = 390/2 + 19/2 = 185,5 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad z = 371 \text{ mm}$$

$$Mrd = \min \left[ \frac{-F_{c,Rd} \times z}{\frac{z_c}{e} + 1}; \frac{F_{c,Rd} \times z}{\frac{z_c}{e} - 1} \right]$$

$$Mrd = \min \left[ \frac{-256901,37 \times 0,371}{\frac{0,1855}{0,122} + 1}; \frac{-256901,37 \times 0,371}{\frac{0,1855}{0,122} - 1} \right]$$

$$Mrd = \min(-37814,21 \text{ daN.m} ; -183116,06 \text{ daN.m})$$

$$Mrd = 37814,21 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4852,77 \text{ daN.m} < Mrd = 37814,21 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### E. Résistance de calcul au glissement

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \times N_{c,ed} \quad \text{EC3-(1-8)-6.2.2(6)}$$

$C_{f,d}$ : Coefficient de frottement pour mortier de ciment égale à 0,2

$N_{c,ed}$ : Effort de compression

$$F_{f,Rd} = 0,2 \times 39938,12 = 7987,624 \text{ daN}$$

### F. Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage :

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_b \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad \text{EC3-(1-8)-6.2.2(7)}$$

$F_{Vb,Rd}$ : la résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb} = 0,44 - 0,0003 \times 240 = 0,368$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{0,368 \times 400 \times 694}{1,25} = 8194,75 \text{ daN}$$

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{Vb,Rd}$$

n: Le nombre de boulons d'ancrage dans la plaque d'assise.

$$F_{V,Rd} = 7987,624 + 12 \times 8194,75 = 106324,624 \text{ daN}$$

$$F_{V,sd} = 10051,15 \text{ daN} < F_{V,Rd} = 106324,624 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### G. Vérification de la pression diamétrale

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(0,78; 1,36; 1,11; 1) = 0,78$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,78 \times 360 \times 33 \times 30}{1,25} = 55598,4 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 10051,15 < F_{b,Rd} = 55598,4 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

## H. Vérification de la soudure

### H.1. Cordon de soudure

- ✓ Soudure de la semelle de la poutre sur la platine

$$3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot 19 \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 9,5$$

- ✓ Soudure de l'âme de la poutre sur la platine

$$3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \cdot 11 \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 5,5$$

On prend :  $\begin{cases} a_f = 7\text{mm} \\ a_w = 5\text{mm} \end{cases}$

### H.2. Vérification de la soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a_w \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- ✓ 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  $\sum l = 596\text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 596 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 61938,14\text{ daN}$$

$$V_{sd} = 10051,15\text{ daN} < F_{v,rd} = 61938,14\text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### H.3. Vérification de la soudure de la semelle

$$F_{T,sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a_f \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- ✓ 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  $\sum l = 535\text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{7 \times 535 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 95332,14\text{ daN}$$

$$N_{t,sd} = 39938,12 < F_{w,rd} = 95332,14\text{ daN}$$

Condition vérifiée.

## I. Rigidité en rotation

- ✓ Calcul de la rigidité en rotation initial ( $S_{j,ini}$ )

$$S_{j,ini} = \frac{EZ^2}{\mu \left( \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_c} \right)} \times \frac{e}{e+e_k} \quad \text{EC3-(1-8)-tableau 6.12}$$

$$M_{sd} = 4852,77 \text{ daN.m}$$

$$\frac{2}{3} M_{rd} = \frac{2}{3} \times 21641,77 = 14427,85 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < \frac{2}{3} M_{rd} \longrightarrow \mu = 1$$

$$e_k = \frac{Z_c K_c - Z_c K_c}{K_c + K_c}$$

$$K_c = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 E} \quad \text{EC3-(1-8)-tableau 6.11}$$

$E_c$ : Module d'élasticité du béton = 31 GPa

$E$  : Module d'élasticité de l'acier = 210 000 MPa

$$C = 1,25 t_p = 1,25 \times 30 = 37,5 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 233,5 \text{ mm} ; l_{eff} = 660 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } z_c = h_c/2 - t_f/2 = 390/2 - 19/2 = 185,5 \text{ mm}$$

$$K_c = \frac{31000 \sqrt{233,5 \times 660}}{1,275 \times 210000} = 45,45 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } e_k = \frac{185,5 \times 45,45 - 185,5 \times 45,45}{45,45 + 45,45} = 0$$

$$\Longrightarrow S_{j,ini} = \frac{210000 \times 371^2}{1 \times \left( \frac{1}{45,45} + \frac{1}{45,45} \right)} \times \frac{122}{122 - 0} = 6,57 \times 10^7 \text{ daN.m}$$

✓ Calcul de la rigidité de l'assemblage rigide ( $S_{j,rig}$ )

$$S_{j,rig} = \frac{7(2\bar{\lambda}_0 - 1)EI_c}{L_c} \quad \text{EC3-(1-8)-5.2.2.5(2)}$$

$$\bar{\lambda}_0 = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(605)/7,34}{93,9} = 0,88$$

$\bar{\lambda}_0$ : Élancement du poteau pour lequel les deux extrémités sont supposées articulées.

$I_c$ : Moment d'inertie du poteau,

$L_c$ : Hauteur d'étage du poteau,

$$\Longrightarrow S_{j,rig} = \frac{7(2 \times 0,88 - 1) \times 210000 \times 45070 \times 10^4}{6050} = 8,323 \times 10^6 \text{ daN.m}$$

$$S_{j,ini} = 4,968 \times 10^7 \text{ daN.m} > S_{j,rig} = 8,323 \times 10^6 \text{ daN.m}$$

Donc l'assemblage est classifié comme rigide.

# **CHAPITRE VIII**

## *Calcul de l'infrastructure*



## VIII.1. INTRODUCTION

La présente étude consiste au choix et au dimensionnement du type de fondation nécessaire pour le bâtiment.

L'infrastructure doit donc constituer un ensemble rigide capable de remplir les triples fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ✓ Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure.
- ✓ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Cependant, dans la recherche de toutes les caractéristiques ci-hauts, nous associons au choix de notre fondation les critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- ✓ Facilité d'exécution (coffrage) : tenir compte de la disponibilité humaine et matérielle.
- ✓ Economie : chercher le meilleur couple sécurité / coût

## VIII.2. Etude géotechnique

Les études géotechniques ont été effectuées par le laboratoire des travaux publics de l'ouest (LTPO), qui a réalisé deux sondages carottés, notés S1 et SP1, de 17m et 25m de profondeurs, chacun a mis en évidence la présence de :

- ✓ Sondage S1 :
  - Des remblais argileux-sableux sur 3,00 m.
  - Des sables fins bicolores argileux sur 2,00m.
  - De la marne sableuse jaunâtre sur 7,00m.
  - Des sables fins jaunâtres consolidés sur 5,00m.
- ✓ Sondage SP1 :
  - Des remblais argileux-sableux sur 5,00m.
  - De la marne sableuse jaunâtre sur 6,60m.
  - Des sables fins jaunâtres avec une passée de calcaire gréseux (entre 17,20 et 17,50m) sur 7,40m.
  - De la marne sableuse bicolore sur 0,70m.
  - Des calcaires gréseux sur 0,5m.
  - De la marne grisâtre raide à indurée sur 3,80m.

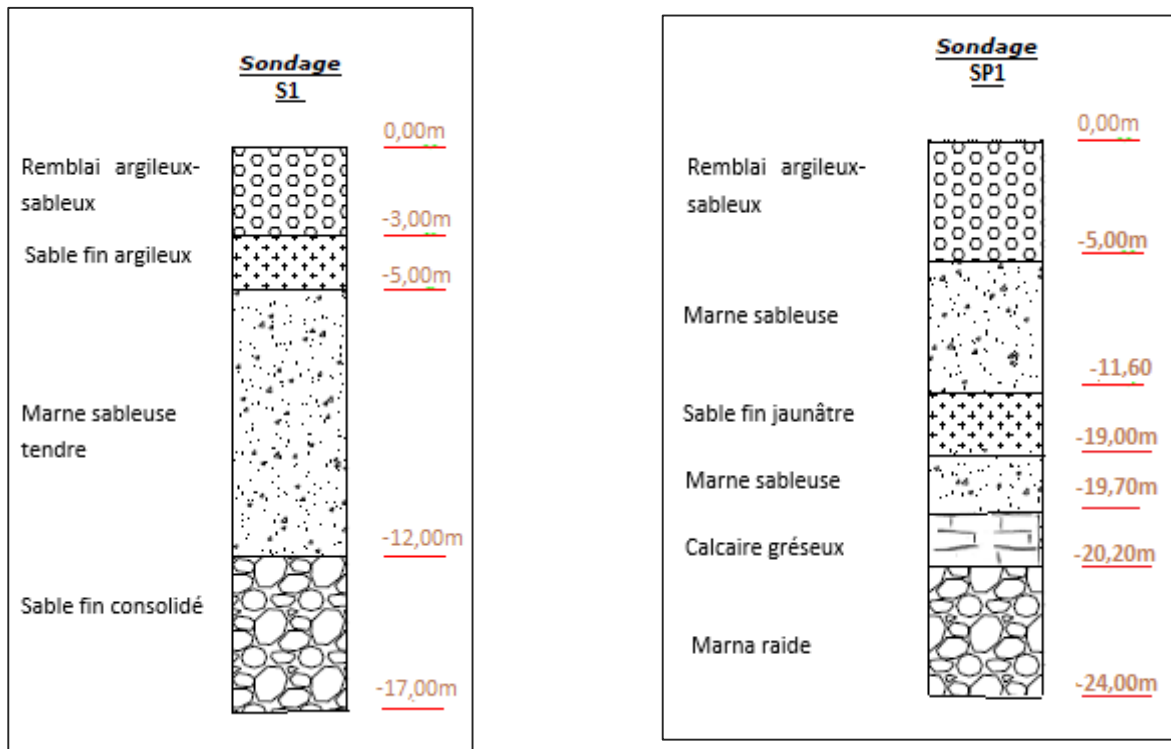


Figure VIII.1 : Coupes des deux sondages effectués.

### VIII.3. Méthodologie

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ✓ Semelles (isolées et filantes)
- ✓ Radier général
- ✓ Fondation profonde (Pieux)

Vu le résultat du rapport géotechnique fourni par le LTPO, la couche de sol que présente de bonnes caractéristiques physiques et mécaniques se trouve à partir de 20m de profondeur.

Cependant, pour le cas des semelles lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant du radier général.

Les charges seront transmises au sol par l'intermédiaire de fondations profondes (pieux), qui seront reliées en têtes des pieux par un radier général souple.

## VIII.4 Etude du radier général

### VIII.4.1. Hypothèse de calcul

L'immeuble transmet ses charges aux pieux par l'intermédiaire du radier, et le sol réagit avec les pieux en exerçant une pression uniforme sur tout le radier.

Le Radier dans notre projet est juste un reliant entre les fondations profondes et la structure, il est posé sur une couche de remblai 5m de profondeur.

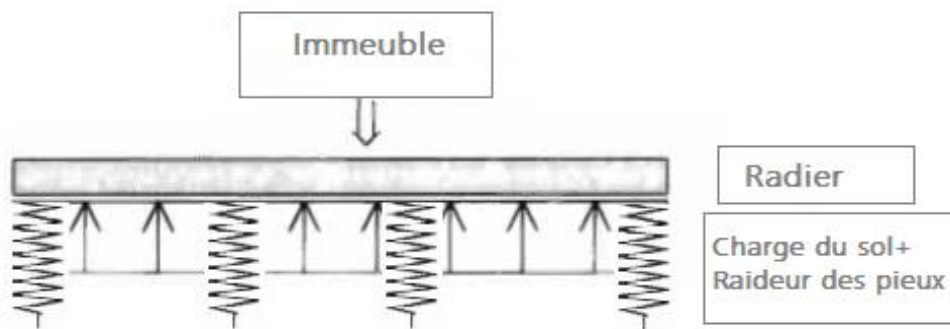


Figure VIII.2 : schéma de charges appliquées sur le radier.

Il convient donc de considérer le radier comme une dalle inversée.

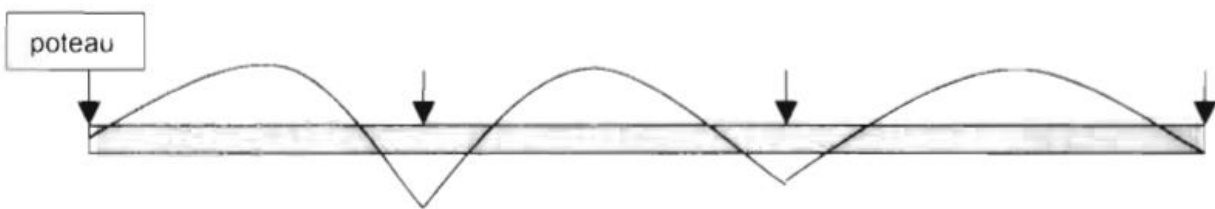


Figure VIII.3 : Diagramme des moments fléchissant du radier.

#### VIII.4.1.1. Pré dimensionnement du radier général

##### A. Condition de l'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm).

##### B. Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :  $h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{1160}{20} = 58$  cm.

Choix : On retient une épaisseur de  $h_d = 60$  cm pour la dalle du radier.

**C. Surface du radier**

$$ELS : G + 0.9Q + 0.9S \rightarrow \sum N_{ELS} = 2948602,25 \text{ daN}.$$

$$S_{radier} \geq \frac{\sum N_{ELS}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{radier} \geq \frac{2948602,25}{0,5} = 5897204,5 \text{ cm}^2 = 589,72 \text{ m}^2$$

On a la surface du radier ( $589,72 \text{ m}^2$ ) < Surface du bâtiment ( $1425,6 \text{ m}^2$ ), on prévoit un débord

**D. Calcul Débordement (D)**

Largeur minimale du débord  $L_d \geq (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$

$D \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$  On adopte :  $D = 40 \text{ cm}$

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débord} = 1425,6 + 61,2 = 1486,8 \text{ m}^2$$

Donc les dimensions du radier sont :  $\begin{cases} l_x = 41,3 \text{ m} \\ l_y = 36 \text{ m} \end{cases}$

**VIII.4.2. Vérification du radier****VIII.4.2.1. Vérification à la contrainte du cisaillement**

On vérifie la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq 0,05 f_{c28} \quad \text{Avec} \quad T_u^{max} = \frac{q_u \cdot L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{radier}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$ELU : 1,35G + 1,5Q \rightarrow \sum N_{ELU} = 4494684,92 \text{ daN} = 44946,85 \text{ kN}.$$

$$Poids_{radier} = 1581 \times 0,6 \times 25 = 23715 \text{ kN}$$

$$N_u = N_{ELU} + 1,35 \times Poids_{radier} = 76962,1 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \frac{76962,1 \times 1}{1486,8} \times \frac{11,6}{2} = 300,23 \text{ kN} = 0,30023 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{0,30023}{1,0 \cdot 9,0,6} = 0,56 \text{ MPa} < 0,05 \cdot 25 = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.4.2.2. Vérification du non poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2.41)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot h \cdot u_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime  $107975,81 \text{ daN} = 1079,758 \text{ kN}$

$h$  : Epaisseur total du radier = 0,6 m

$u_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier :

$$u_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,675 + 0,66 + 2 \cdot 0,6) \times 2 = 5,07m$$

$1079,758 \leq \frac{0,045 \cdot 0,6 \cdot 5,07 \cdot 25 \times 10^{-3}}{1,5} = 2281,5 \text{ kN}$  Condition vérifiée  $\rightarrow$  pas de risque de poinçonnement.

### VIII.4.3. Efforts sollicitant sur le radier

Le radier est sollicité par la réaction du sol plus celle des pieux diminué du poids propre du radier. Ces panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

Après une modélisation du radier avec le logiciel « **SAP2000** » on a obtenu les résultats suivants :

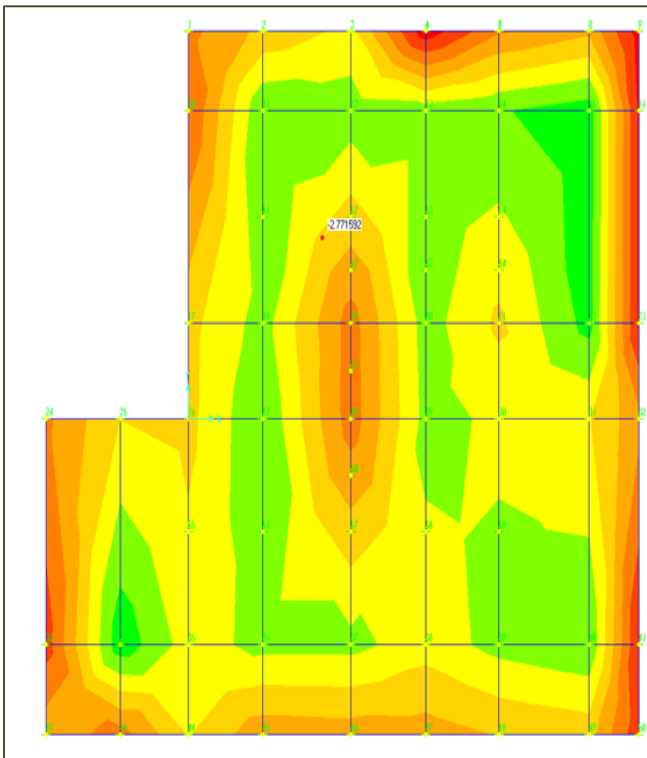


Figure VIII.4 : Moment  $M_{11}$  à l'ELU.

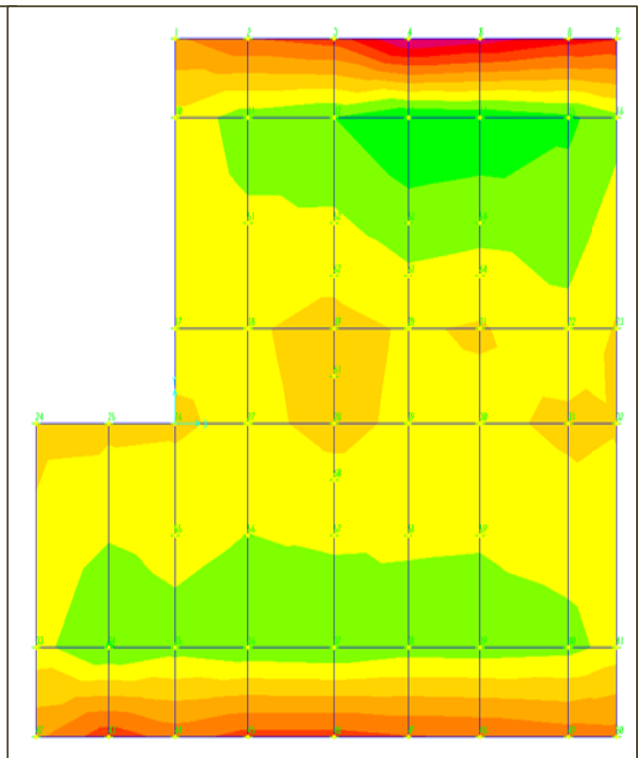


Figure VIII.5 : Moment  $M_{22}$  à l'ELU.

		ELU		ELS		Effort tranchant V (kN)
		M <sub>11</sub> (KN.m)	M <sub>22</sub> (KN.m)	M <sub>11</sub> (KN.m)	M <sub>22</sub> (KN.m)	
Dalle	Appuis	107,56	212,33	77,913	154,257	278,6
	Travée	99,08	212,84	72,125	161,217	

Tableau VIII.1 : Les sollicitations sur le radier.

### VIII.4.4. Calcul du Ferrailage de la dalle

Le panneau le plus sollicité est de dimensions : Lx= 6,10 m ; Ly= 11,6 m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,52 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les calculs en flexion simple avec une section de (0,6m × 1ml) m<sup>2</sup> en deux directions.

#### VIII.4.4.1. Sens de la petite portée (X-X)

##### A. En travée

##### A.1. ELU

$$\mu_u = \frac{M_{TU}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{99,08 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,16} = 0,024$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 0,54 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0,392 \rightarrow$  Section à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_T}{z \times \sigma_{st}} = \frac{99,08 \times 10^{-3}}{0,533 \times 348} = 5,15 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,03) = 0,533 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,03 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- La section d'armature minimale

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,54}{400} = 6,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour 6T14 avec  $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend 3T12 de section } 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

## A.2. Vérification à l'ELS

$$M_{TS} = 72,125 \text{ KN.m}$$

Avec  $n=15$

$$\begin{cases} x = n \frac{A_{st}}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st}}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \rightarrow x = 10,93 \text{ cm} \\ I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 300631,5 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 2,62 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \rightarrow \sigma_{sc} = 155,05 \text{ MPa} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \rightarrow CV ; \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow CV \end{cases}$$

## B. En appui

### B.1. ELU

$$\mu_\mu = \frac{M_{AU}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{107,56 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,16} = 0,026$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 0,54 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0,392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_A}{z \times \sigma_{st}} = \frac{107,56 \times 10^{-3}}{0,533 \times 348} = 5,8 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,033) = 0,533 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,033 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- La section d'armature minimale

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,54}{400} = 6,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour 6T14 avec  $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend 3T12 de section } 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### B.2. Vérification à l'ELS

$$M_{AS} = 77,913 \text{ KN.m}$$

Avec  $n=15$

$$\begin{cases} x = n \frac{A_{st}}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st}}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \rightarrow x = 10,93 \text{ cm} \\ I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 300631,5 \text{ cm}^4 \\ \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 2,83 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \rightarrow \sigma_{st} = 167,42 \text{ MPa} \end{cases} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow CV \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow CV \end{cases}$$

### B.3. Vérification des armatures d'âme

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{278,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54} = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de nécessité d'armatures d'âme.

### B.4. Calcul de l'espacement :

D'après le paragraphe [A. 8. 2, 41 BAEL91 ]:

$$\text{Armatures dans le sens Lx : } S_t \leq \min(2 \cdot h_0 ; 25) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$



## VIII.4.4.2. Sens de la grande portée (Y-Y)

## A. En travée

## A.1. ELU

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{TU}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{212,84 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,16} = 0,0515$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 0,54 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0,392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_T}{z \times \sigma_{st}} = \frac{212,84 \times 10^{-3}}{0,526 \times 348} = 1,162 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 11,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,066) = 0,526 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0515}) = 0,066 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- La section d'armature minimale

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,54}{400} = 6,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour 6T14+4T16 avec  $A_{st} = 17,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{17,28}{4} = 4,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend 5T12 de section } 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## A.2. Vérification à l'ELS

$$M_{TS} = 161,217 \text{ KN.m}$$

Avec  $n=15$

$$\begin{cases} x = n \frac{A_{st}}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st}}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \rightarrow x = 14,34 \text{ cm} \\ I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 505993,54 \text{ cm}^4 \\ \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 4,57 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \rightarrow \sigma_{sc} = 189,54 \text{ MPa} \end{cases} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \rightarrow CV \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow CV \end{array} \right.$$

### A.3. Calcul de l'espacement :

D'après le paragraphe [A. 8. 2, 41 BAEL91 ]:

Armatures dans le sens Ly :  $S_t \leq \min(3 \cdot h_0 ; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

Alors on adopte un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$

## B. En appui

### B.1. ELU

$$\mu_u = \frac{M_{AU}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{212,33 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,16} = 0,051$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 0,54 \text{ m} \end{array} \right.$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0,392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_A}{z \times \sigma_{st}} = \frac{212,33 \times 10^{-3}}{0,53 \times 348} = 1,16 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 11,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,065) = 0,53 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,065 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- La section d'armatures minimale

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,54}{400} = 6,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour 8T16 avec  $A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{16,08}{4} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend 5T12 de section } 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### B.2. Vérification à ELS

$$M_{AS} = 154,257 \text{ KN.m}$$

Avec  $n=15$

$$\begin{cases} x = n \frac{A_{st}}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st}}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \rightarrow x = 13,91 \text{ cm} \\ I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 477372,58 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 4,5 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \rightarrow \sigma_{sc} = 194,32 \text{ MPa} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow CV \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow CV \end{cases}$$

**B.3. Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{202,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54} = 0,37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de nécessité d'armatures d'âme.

**B.4. Calcul de l'espacement :**

D'après le paragraphe [A. 8. 2, 41 BAEL91 ]:

$$\text{Armatures dans le sens Ly : } S_t \leq \min(3 \cdot h_0 ; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de :  $S_t = 12 \text{ cm}$

		$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_r \text{ choisi}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Espacement (cm)
<b>Lx</b>	<b>Travée</b>	5,15	6T14 (9,24)	3T12 (3,39)	15
	<b>Appui</b>	5,80	6T14 (9,24)		
<b>Ly</b>	<b>Travée</b>	11,63	6T14+4T16(17,28)	5T12 (5,65)	15
	<b>Appui</b>	11,56	8T16 (16,08)		12

Tableau VIII.2 : Ferrailage de la dalle

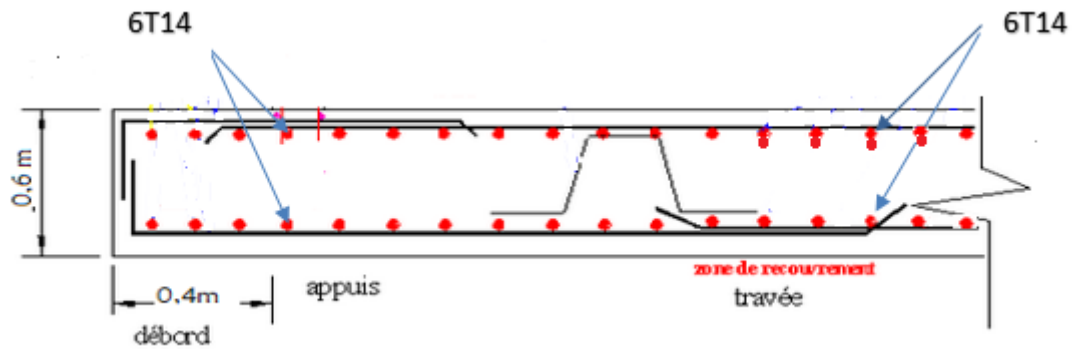


Figure VIII.6 : Plan de ferrailage du radier général suivant x-x.

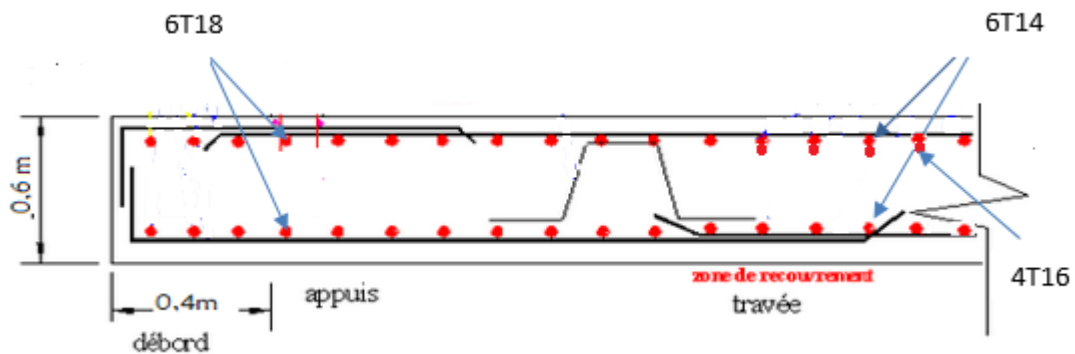


Figure VIII.7 : Plan de ferrailage du radier général suivant y-y.

## VIII.5 Etude du mur de soutènement

### VIII.5.1.Introduction

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Selon le RPA 99 : (Art-10-1-2), le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Epaisseur  $\geq 15$ cm, on prendra  $e = 30$ cm.
- ✓ 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.

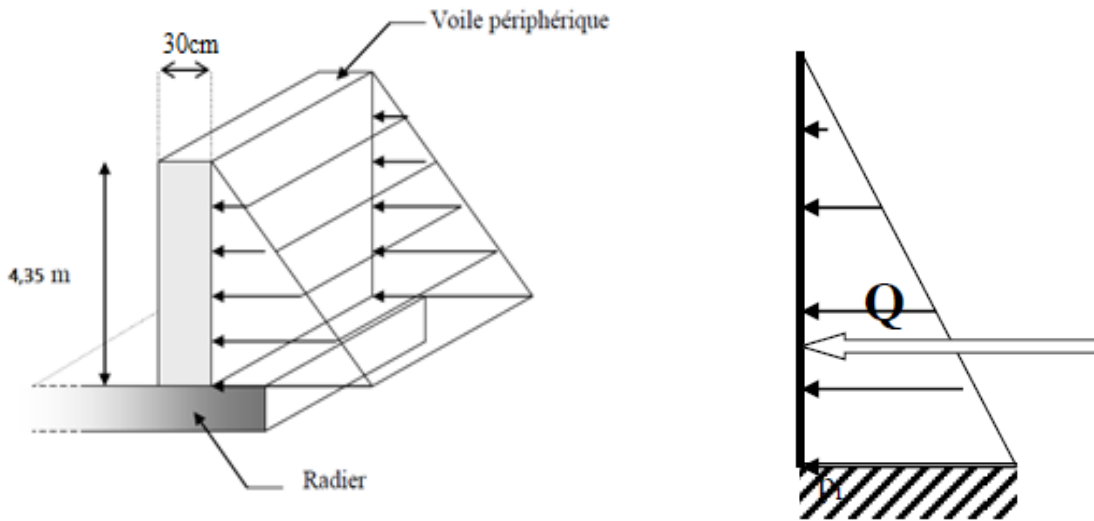


Figure VIII.8 : Schéma statique d'un mur de soutènement

### VIII.5.2. Evaluation des charges agissantes sur le mur de soutènement

Le mur est soumis à une contrainte permanente due à la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma : \text{poids volumique du remblai} \\ h : \text{hauteur du voile} \\ \varphi : \text{l'angle de frottement du remblai} \end{cases}$$

$$P = \frac{1}{2} \times 1700 \times 4,35^2 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right) = 7317,66 \text{ daN/ml}$$

Donc :

$$ELU : Q_{ELU} = 1.35P = 1.35 \times 7317,66 = 9878,841 \text{ daN/ml}$$

$$ELS : Q_{ELS} = P = 7317,66 \text{ daN/ml}$$

### VIII.5.3. Détermination du ferrailage horizontal du mur de soutènement

Le calcul du voile d'infrastructure se fera comme le calcul des dalles simplement appuyées sur leur contour. On effectue ce calcul pour le panneau ayant la plus grande portée dans l'une de ses deux dimensions en fissuration préjudiciable.

On prend le panneau le plus défavorable  $\begin{cases} L_x = 4,35 \text{ m} \\ L_y = 11,6 \text{ m} \end{cases}$

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 : 
$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,35}{11,6} = 0.375$$

Donc la dalle du voile porte sur un seul sens.

Le moment fléchissant développé dans le sens de la petite portée :  $M_x = \frac{Q \times L_x^2}{8}$

### VIII.5.3.1. Bande de largeur 1,00m parallèle à $L_x$

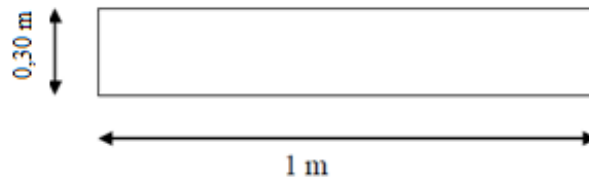


Figure VIII.9 : Section du calcul du ferrailage pour mur de soutènement

#### A. En travée

##### A.1. ELU

$$M_x = \frac{9878,841 \times 4,35^2}{8} = 23366,55 \text{ daN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.75M_x = 17524,91 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,17525}{1 \times 0,27^2 \times 14.16} = 0.17$$

Avec 
$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.27 \text{ m} \\ d' = 0.1h = 0,03 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,17525}{0,245 \times 348} = 2,06 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 20,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.234) = 0,245 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.17}) = 0.234 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- La section d'armature minimale

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{max} = 4\%B_{voile} = 0,04 \times 100 \times 30 = 120 \text{ cm}^2/ml$$

- Le choix d'armatures

✓ Armatures de traction : 9T20 :  $A_{st} = 28,27 \text{ cm}^2/ml$ .

### A.2. Vérification à l'ELS

$$M_x = \frac{Q_{ELS} \times l_x^2}{8} = \frac{7317,66 \times 4,35^2}{8} = 17308,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75M_x = 12981,41 \text{ daN.m}$$

Avec  $n=15$

$$\begin{cases} x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \rightarrow x = 11,47 \text{ cm} \\ I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2 \rightarrow I = 152572,88 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 9,76 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \rightarrow \sigma_{sc} = 198,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \rightarrow CV \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow CV \end{cases}$$

### A.3. L'espacement

$$S_t \leq \min(2 \cdot h_0; 25) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 10cm.

**B. En Appui****B.1. ELU**

$$M_{ax} = 0.5M_x = 11683,275 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,1116833}{1 \times 0,27^2 \times 14.16} = 0.113$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.27 \text{ m} \\ d' = 0.1h = 0.03 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,1116833}{0.254 \times 348} = 1,264 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 12,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.15) = 0.254 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.113}) = 0.15 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- La section d'armature minimale

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{max} = 4\%B_{voile} = 0,04 \times 100 \times 30 = 120 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le choix d'armatures

✓ Armatures de traction : 6T20 :  $A_{st} = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**B.2. Vérification à l'ELS**

$$M_x = \frac{Q_{ELS} \times l_x^2}{8} = \frac{7317,66 \times 4,35^2}{8} = 17308,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{tx} = 0.50M_x = 8654,28 \text{ daN.m}$$

Avec n=15

$$\begin{cases} x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \rightarrow x = 9,85 \text{ cm} \\ I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2 \rightarrow I = 115018,85 \text{ cm}^4 \end{cases}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 7,41 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \rightarrow \sigma_{st} = 1935,6 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \rightarrow CV \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow CV \end{array} \right.$$

### B.3. L'espacement

$$S_t \leq \min(2 \cdot h_0; 25) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 15cm.

### VIII.5.4. Détermination du ferrailage vertical du mur de soutènement

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (donc le calcul sera fait à l'ELS).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(200; 165) = 165 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot d}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15,0,27}{15 \times 15 + 165} = 0,156 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,27 - \frac{0,156}{3} = 0,218 \text{ m}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,156 \times 15 \times 0,218 = 0,255 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ser} = 0,17308 \text{ MN} \cdot \text{m} < M_{rb} = 0,255 \text{ MN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{section sans armatures comprimées.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{st} \cdot z} = \frac{12981,41 \times 10^{-5}}{165 \times 0,218} = 3,609 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 36,09 \text{ cm}^2.$$

Fissuration très préjudiciable  $\rightarrow \phi_{min} = 8 \text{ mm}$ .

Prenons comme armatures tendues 8T25 avec  $A_{st} = 39,27 \text{ cm}^2$  et un espacement de  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

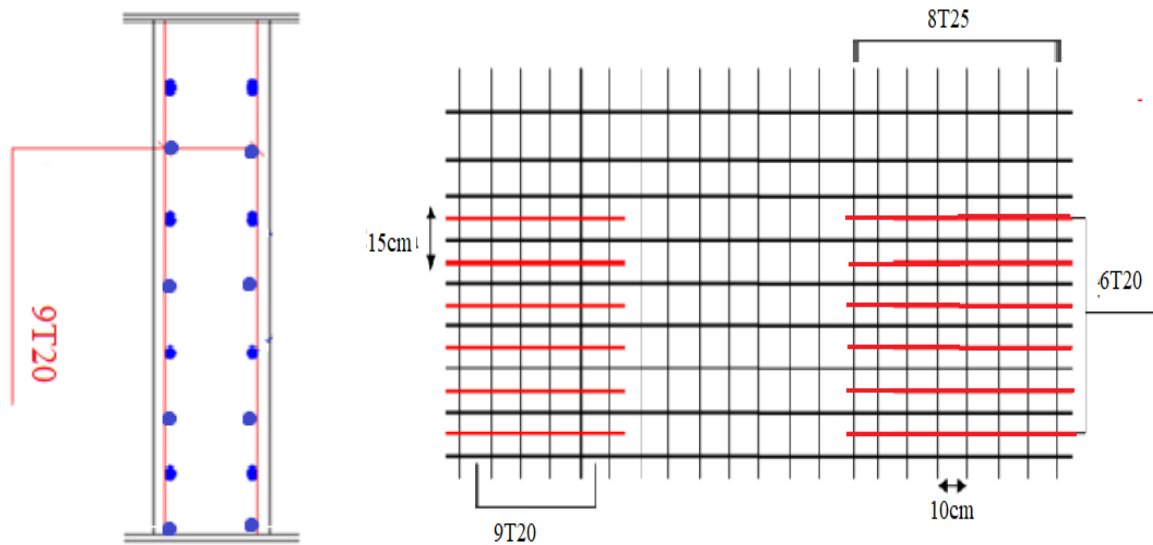


Figure VIII.10 : Schéma de ferrailage du mur de soutènement

## VIII.6. Etude des fondations profondes

### VIII.6.1. Introduction

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- ✓ Résistance en pointe.
- ✓ Frottement latéral.
- ✓ Résistance de pointe et frottement latéral (cas courant).

Ses dimensions sont définies par :

- ✓  $D$  : Longueur de fondation enterrée dans le sol.
- ✓  $B$  : Largeur de la fondation ou diamètre.

Au-delà de  $D/B > 6$ , et  $D > 3$ , nous sommes dans le domaine des fondations profondes.

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieu ».

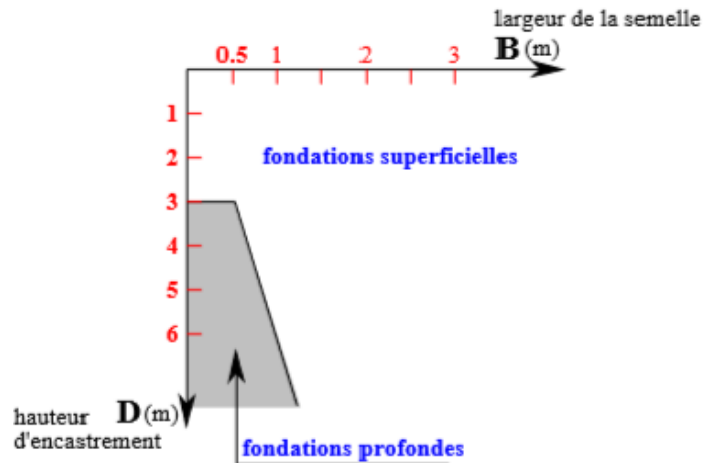


Figure VIII.11 : Courbe largeur en fonction de hauteur de la semelle.

Il existe plusieurs types de pieux, mais le cas de pieu qu'on va étudier est le foré tubé :

- ✓ Très courant et s'adapte à tous les sols
- ✓ Sans ou avec refoulement
- ✓ Tubage pour éviter les éboulements de sol
- ✓ Installation cage d'armatures
- ✓ Coulage béton
- ✓ Remontée du tube, après bétonnage ou pendant celui-ci, de façon à ce que bas du tube soit toujours au moins 1 m sous niveau béton.

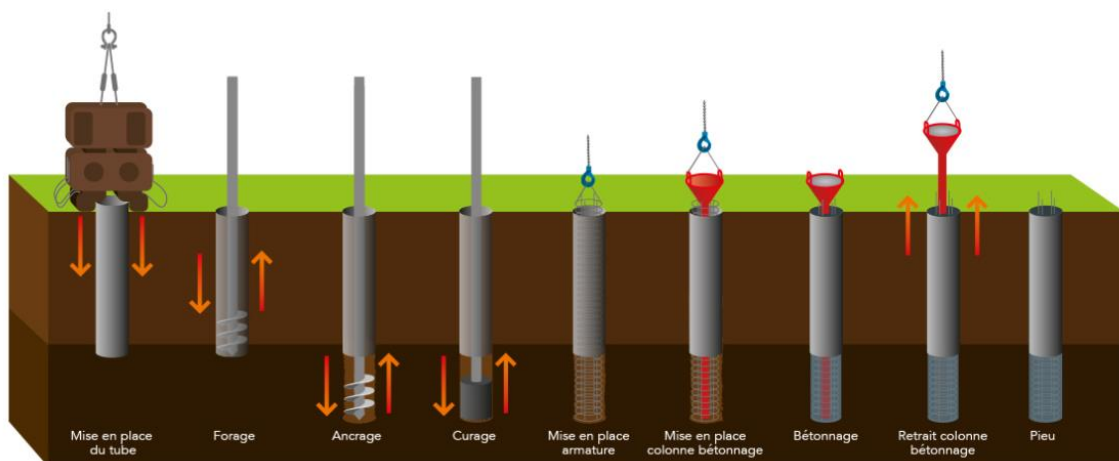


Figure VIII.12 : Etapes de réalisation d'un pieu foré tubé.

### VIII.6.2. Caractéristique géométriques des pieux

Tenons en compte des résultats fournis par le rapport géotechnique du LTPO concernant le sol du site se situant à Bab-El-Djiad qui consistent à adapter un système de fondations profondes ancrées dans une couche de bonnes caractéristiques géotechniques (physiques et mécaniques).

Vu la situation du site et les possibilités d'exécution, on a recommandé :

- ✓ Des pieux forés de diamètre 1,20 m.
- ✓ Niveau d'ancrage : dans une couche de marne sableuse à partir de 20m de profondeur.

Le tableau ci-dessus montre les résultats de calculs des pieux donnés par le LTPO :

Ancrage du pieu D (m)	Formation géologique	Diamètre Ø (m)	Effort à la pointe Q <sub>pu</sub> (ton)	Effort latéral Q <sub>su</sub> (ton)	Charges portantes admissibles Q <sub>c</sub> (ton)
14m	Sable	1.20m	130	120	169
		1.00m	59	100	100
		0.80m	37	80	74.5
21m	Marne sableuse indurée	1.20m	192	331	327
		1.00m	73.5	276	220
		0.80m	47	220	177

Tableau VIII.3 : Diamètre, Ancrage et caractéristiques géotechniques des pieux.

### VIII.6.3. Détermination du nombre des pieux

#### VIII.6.3.1. Etape de modélisation sur logiciel SAP200

- Commencer par faire entrer les charges statiques (calcul de descente de charge à l'ELU).
- Faire la modélisation du raidier comme une dalle d'une épaisseur définie.
- Définir les pieux comme des ressorts sur chaque poteau d'une raideur  $K = \frac{EA}{L}$
- Répartir la charge sur l'ensemble, et voir si la réaction de chaque pieu ne dépasse pas la capacité portante admissible 3720kN.

#### VIII.6.3.2. Résultat de calcul numérique

Le positionnement des pieux a été effectué suivant la géométrie des éléments structuraux (poteaux) du sous-sol. Des pieux ont été systématiquement positionnés sous les poteaux de la manière suivante.

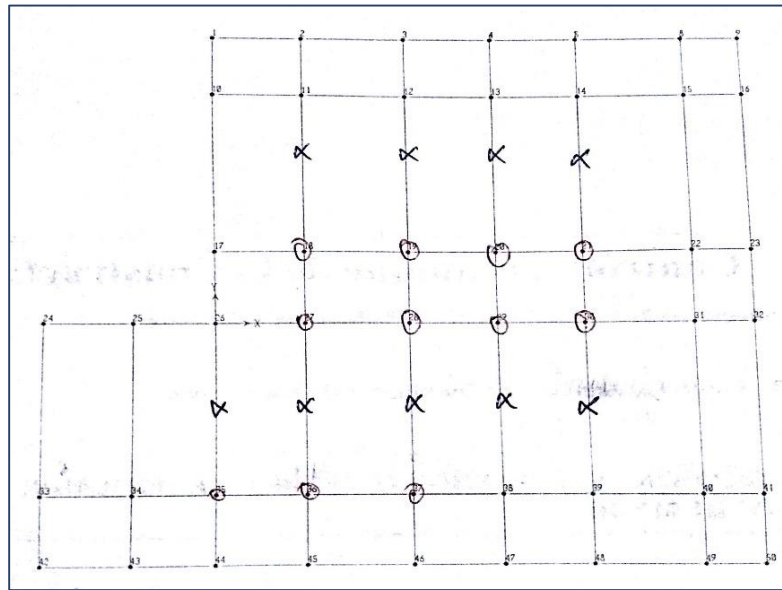


Figure VIII.13 : Résultat du 1<sup>er</sup> calcul des pieux.

**A. Interprétation des résultats N°1**

Les nœuds entourés par un cercle représentent les pieux dont leur réaction dépasse la capacité portante admissible de 3270 kN, cela est à cause du grand écartement entre eux (10,5 et 11,6m).

Les nœuds représentés par une croix sont les pieux qu'on a ajoutés dans la 2<sup>ème</sup> modélisation en gardant la distance plus grande que  $3\phi = 3,6m$  pour qu'ils travaillent à 100%.

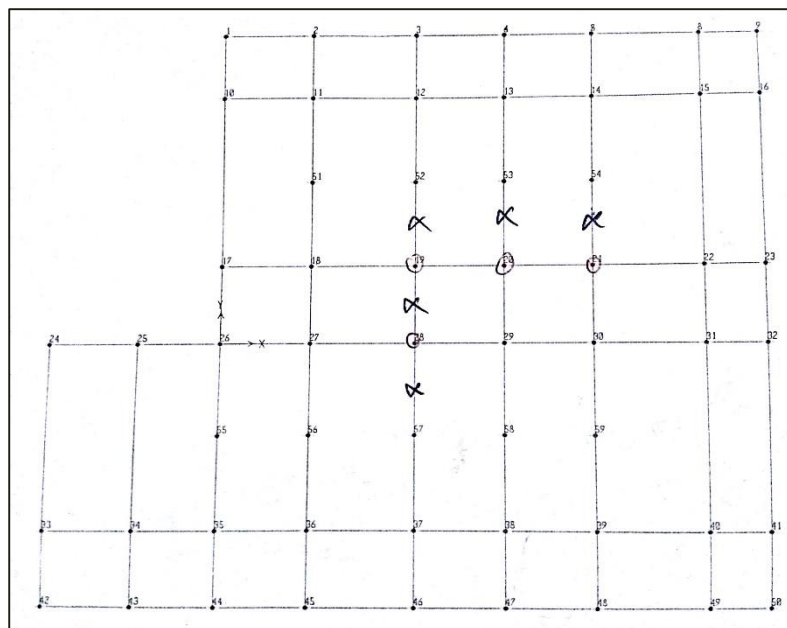


Figure VIII.14 : Résultat du 2<sup>ème</sup> calcul des pieux.

### B. Interprétation des résultats N°2

Après la 2<sup>ème</sup> modélisation et lancement du calcul avec 57 pieux, on a obtenu quatre pieux avec une réaction qui dépasse leur capacité portante, ce qui impose d'ajouter d'autres à la place des croix et faire une exception de ne pas garder la distance plus grande que  $3\emptyset$ .

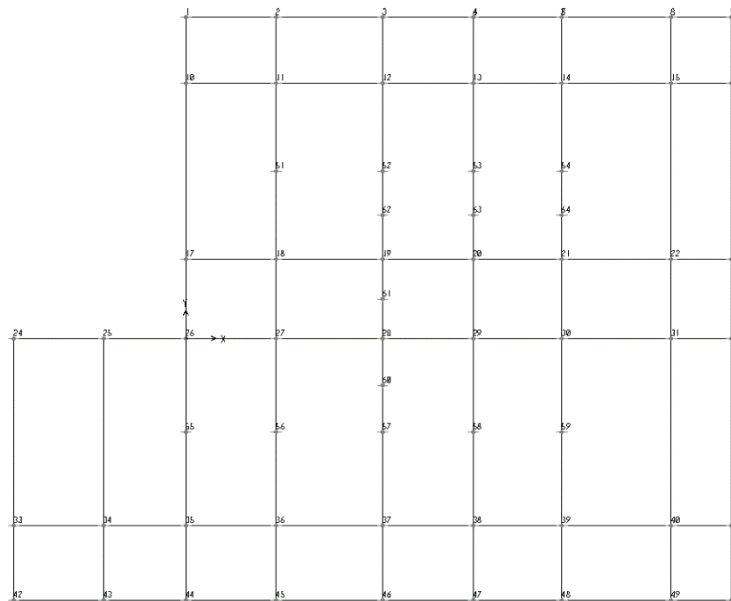


Figure VIII.15 : Résultat du 3<sup>ème</sup> calcul des pieux.

### C. Interprétation des résultats N°3

A la fin, on a obtenu 62 pieux forés comme fondation profonde, de diamètres 1,20m, destinés à supporter une charge de 327 tonnes et la transmettre au substratum résistant.

#### VIII.6.4. Détermination du ferrailage minimal des pieux

D'après le règlement parasismique, la disposition constructive pour les fondations profondes est citée dans le tableau ci-dessus :

Pieux en béton		
<b>Béton</b>	Enrobage min	4 cm
	Dosage minimum	350 kg/m <sup>3</sup>
	Affaissement	≥ 14cm
	Granulat maximum	25 mm
<b>Aciers longitudinaux</b>	Nombre minimum	6
	Diamètre minimum	12mm
	Sol catégorie a ou b	0,50 %
	Sol catégorie C	0,60 %
	Maximum	3 %
<b>Aciers transversales (spires ou cerces)</b>	Diamètre min	6 mm
	Partie courante	0,6%
	Zone critique	0,8%

Tableau VIII.4 : Disposition constructive des pieux forés tubés.

### VIII.6.5. Effort sollicitant sur le pieu

On a les sollicitations les plus défavorables selon la combinaison de calcul G+Q-08Ey

- ✓  $N_{sd} = 0,3994 \text{ MN}$ . (Effort de compression)
- ✓  $M_{sd} = 0,04853 \text{ MN.m}$
- ✓  $V_{sd} = 0,10051 \text{ MN}$ .

### VIII.6.6. Calcul du ferrailage

#### VIII.6.6.1. Armatures longitudinales

- ✓  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- ✓  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$
- ✓  $d = 1,08 \text{ m}$  ;  $d' = 0,12 \text{ m}$
- ✓  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$
- ✓  $\mu_R = 0,392$ .

**A. Calcul de l'excentricité**

N : Effort de compression, donc C sera posé au-dessus de G

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,04853}{0,3994} = 0,12 \text{ m} < \frac{D}{6} = 0,20 \text{ m} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$e_a = d - \frac{h}{2} + e = 1,08 - \frac{1,2}{2} + 0,12 = 0,6 \text{ m}$$

$$M_A = Nu \times e_a = 0,3994 \times 0,6 = 0,2396 \text{ MN.m}$$

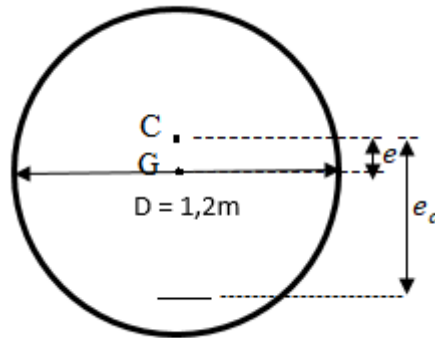


Figure VIII.16 : Section de ferrailage du pieu

**B. Domaine du fonctionnement**

$$N_u \cdot (d - d') - M_A < (0,5h - d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$0,3994 \cdot (1,08 - 0,12) - 0,2396 \leq (0,5 \times 1,2 - 0,12) \cdot (1,2)^2 \cdot 14,16$$

$$0,144 \leq 9,8 \rightarrow \text{Domaine 4 vérifié} \rightarrow A_1 = 0$$

**C. Calcul de la section d'armatures**

Les armatures supérieures ( $A_2$ ) sont calculées par la formule :

$$A_2 = \frac{Nu - (1 - \psi) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}}$$

Avec : 
$$\psi = \left( \frac{0,5h - d'}{h} - \frac{(d - d') \times Nu - Ma}{b \times h^2 \times f_{bc}} \right) / \left( \frac{6}{7} - \frac{d'}{h} \right)$$



$$\psi = \left( \frac{0,5 \times 1,2 - 0,12}{1,2} - \frac{(1,08 - 0,12) \times 0,3994 - 0,2396}{1,2^2 \times 14,16} \right) / \left( \frac{6}{7} - \frac{0,12}{1,2} \right)$$

$$\psi = 0,52$$

$$A_2 = \frac{0,3994 - (1 - 0,52) \times (1,2)^2 \times 14,16}{348} = -0,027m^2 < 0$$

Donc on prend le ferrailage minimum.

✓ Armatures longitudinales :  $\left\{ \begin{array}{l} A = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 1,13m^2 \rightarrow A > 1m^2 \rightarrow A_{min} = 0,5\% \cdot A = 56,55cm^2 \\ \text{Choix: } 20T20 \rightarrow A_{st} = 62,8cm^2 \\ \text{Espacement : } 25 \text{ cm} \end{array} \right.$

✓ Armatures transversales :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Choix : cerces } T12 \\ \text{espacement : } * S_t(max) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone critique.} \\ * S_t(max) = 15\phi_l \text{ cm} = 30cm \rightarrow \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

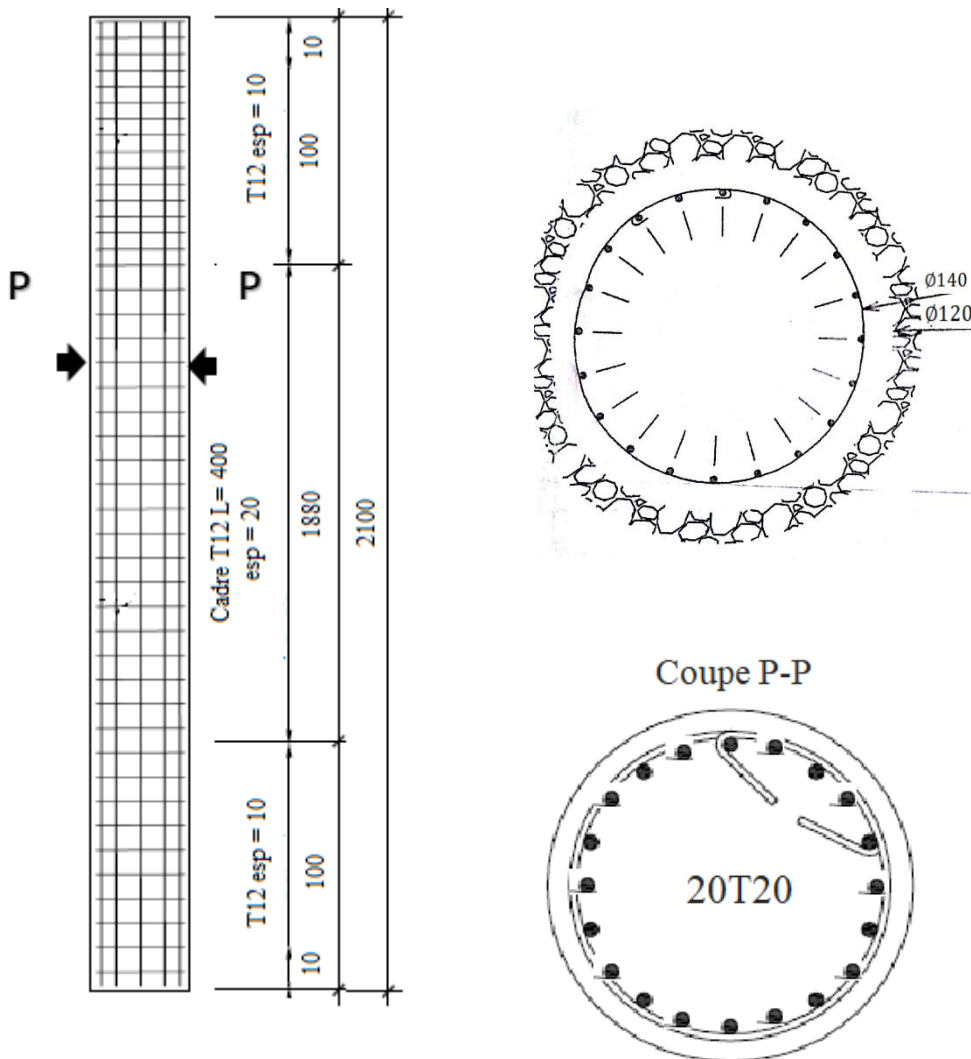


Figure VIII.14 : Plan de ferrailage des pieux.

# Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis d'exploiter et approfondir les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire, et d'acquérir de nouvelles connaissances importantes et nécessaires dans le domaine de la construction métallique et le génie civil en général, cela en utilisant les différentes règles de calcul et de conception qu'on retrouve dans les règlements en vigueur à savoir les D.T.R, RPA 99 version 2003, et les différents Eurocode.

D'ailleurs, ce travail nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La maîtrise de logiciel de calcul est plus que nécessaire, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel et des résultats justifiés.
- ✓ Les actions dues au poids de la structure et aux charges d'exploitation sont les plus défavorables.
- ✓ L'acier permet de réaliser des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté par rapport au béton armé, rapidité d'exécution.
- ✓ Possibilité de réaliser des structures spatiales avec des poutres de longue portée et un espacement important entre les poteaux.
- ✓ La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilités en X) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.
- ✓ On a eu des efforts importants à la base de la structure cela est due à l'espacement entre les poteaux choisis, afin de permettre un certain confort aux automobilistes et faciliter la circulation et les manœuvres de stationnement à l'intérieur du parking.
- ✓ Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.
- ✓ Cette étude nous a permis de nous imprégner des différentes méthodologies de dimensionnement des fondations sur pieu sous ses différents aspects. Ainsi, vu l'importance que revêtent les fondations sur pieux sur les ouvrages de grande envergure, une attention particulière doit être accordée à leur dimensionnement et à leur mise en œuvre.

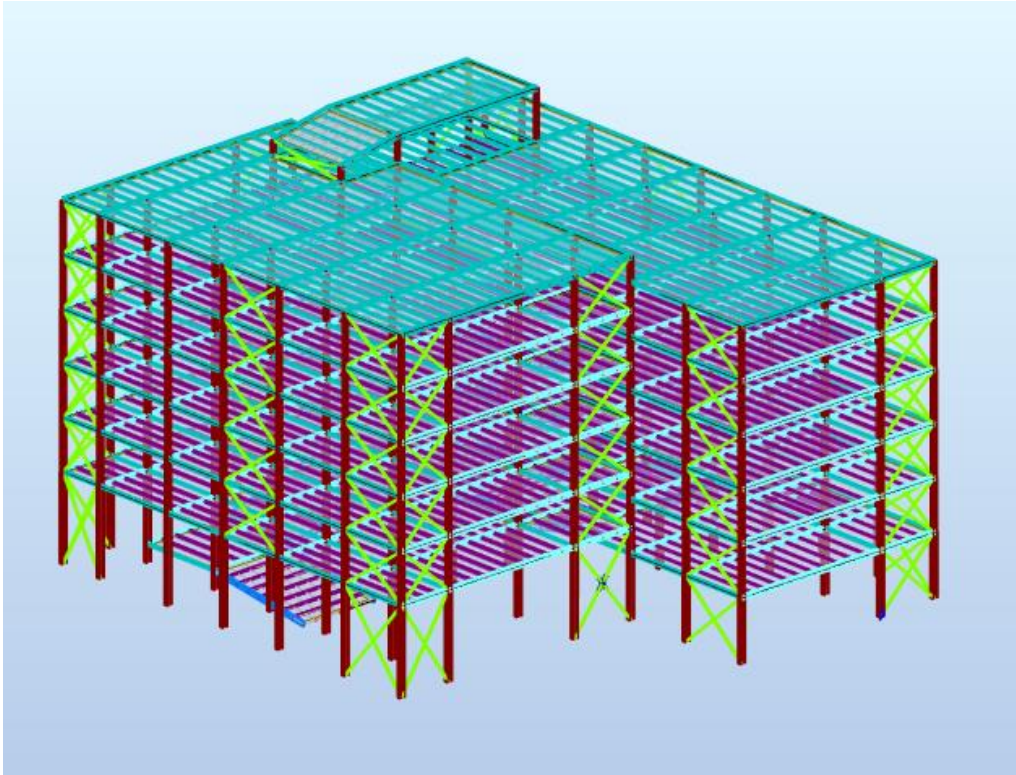
Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

## Références bibliographiques

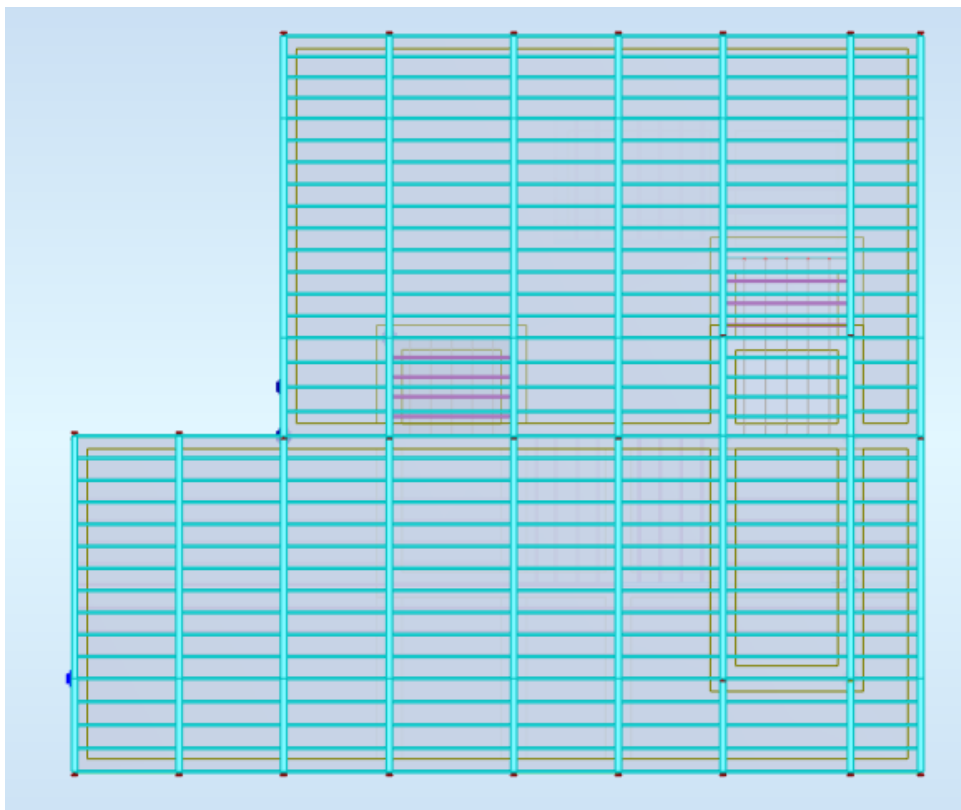
1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
3. 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).
4. 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).
5. 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).
6. Eurocode 3 : « partie 1-1 » et « partie 1-8 »; Eurocode 4 : « partie 1-1 »
7. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
8. Henry Thonier Tome 2 « CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DES BATIMENTS ».
9. Normalisation française ,DTU 13.2 « FONDATIONS PROFONDES POUR LE BATIMENT ».
10. LALOU Kamila, 2012, Etude d'un parking à étage en construction métallique à Bejaïa. Université de Bejaïa.
11. BOUAYAD AGHA Mohammed El-Mahdi, TABET-DERRAZ Moulay Idriss, 2017, Eude comparative d'un bâtiment en acier équipé de système de contreventement et d'appareil d'appuis en pendule à friction.
12. Dr Ir P. BOERAEVE « Manuel de calcul de poutres et dalles mixtes Acier-Béton ».
13. Jean-Marie ARIBERT « Construction mixte acier-béton ».
14. Documents « Access steel eurocodes made easy : SN043a-FR-EU, NCCI : Calcul d'assemblage de pieds de poteaux encastrés ».
16. Pierre KASTNER « Etude parasismique d'un parc de stationnement situé à Montbéliard ».

# *ANNEXES*

## ANNEXE A : MODELISATION (LOGICIEL ROBOT)

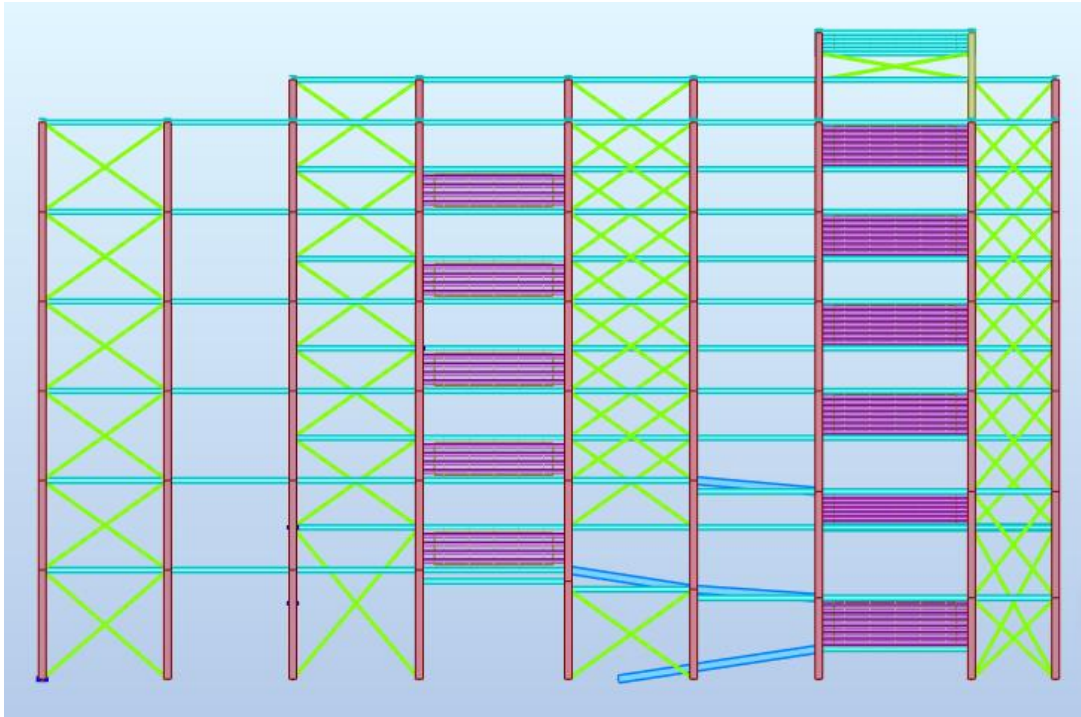


Vue en 3D

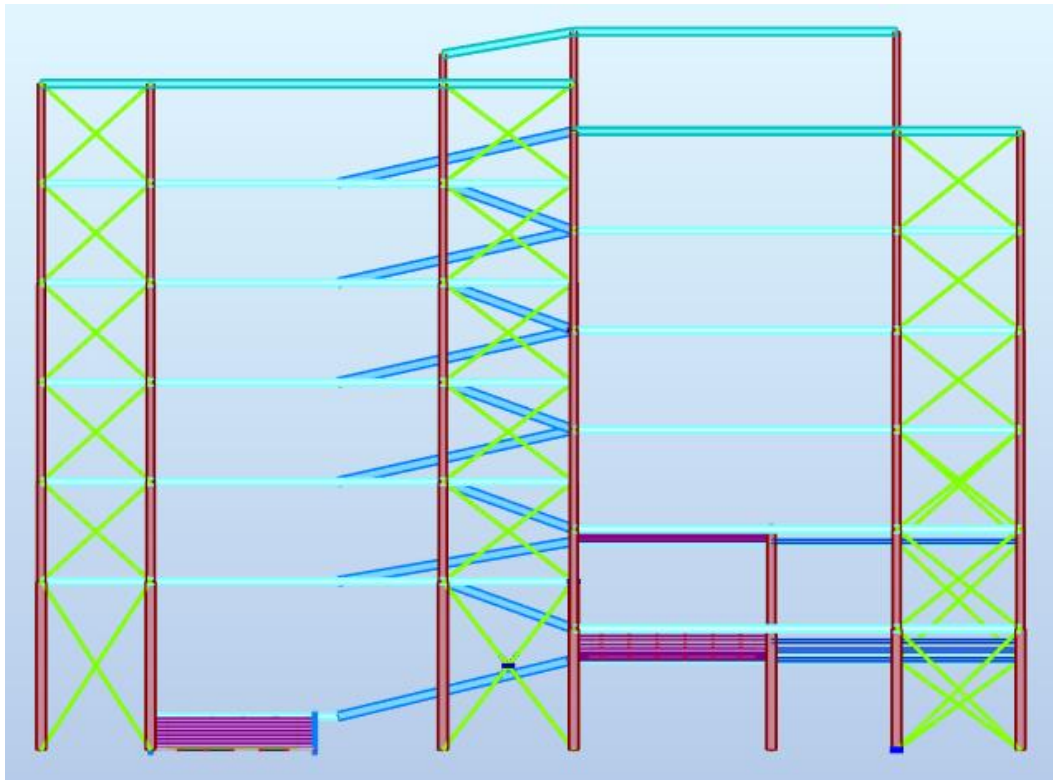


Vue plancher

## ANNEXE B : ETUDE PLANCHER MIXTE



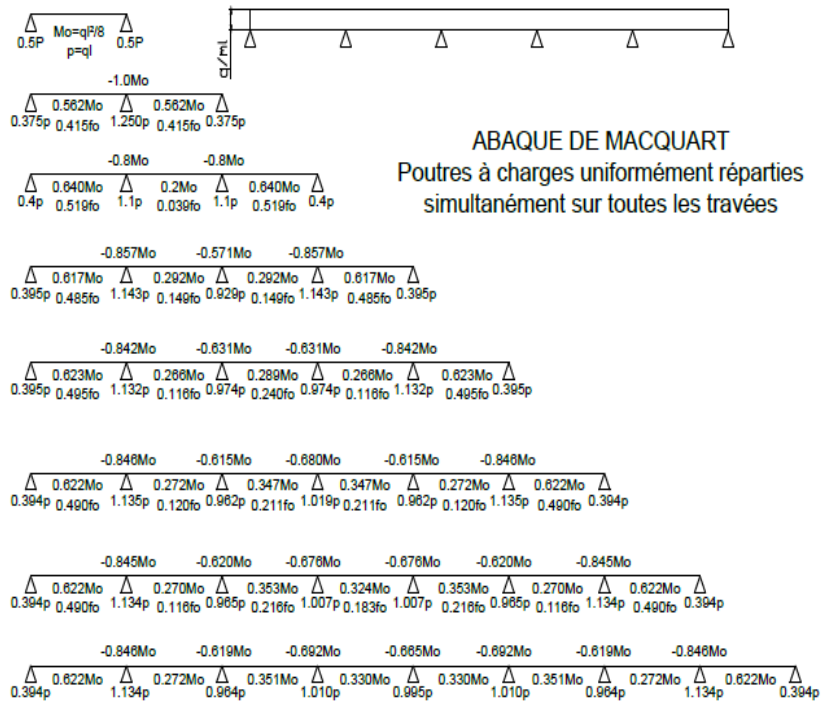
Vue de face



Vue de coté

## ANNEXE B : ETUDE DES ELEMENTS

## 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 C : 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

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	Grenillé ou sablé
B	0.4	Grenillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

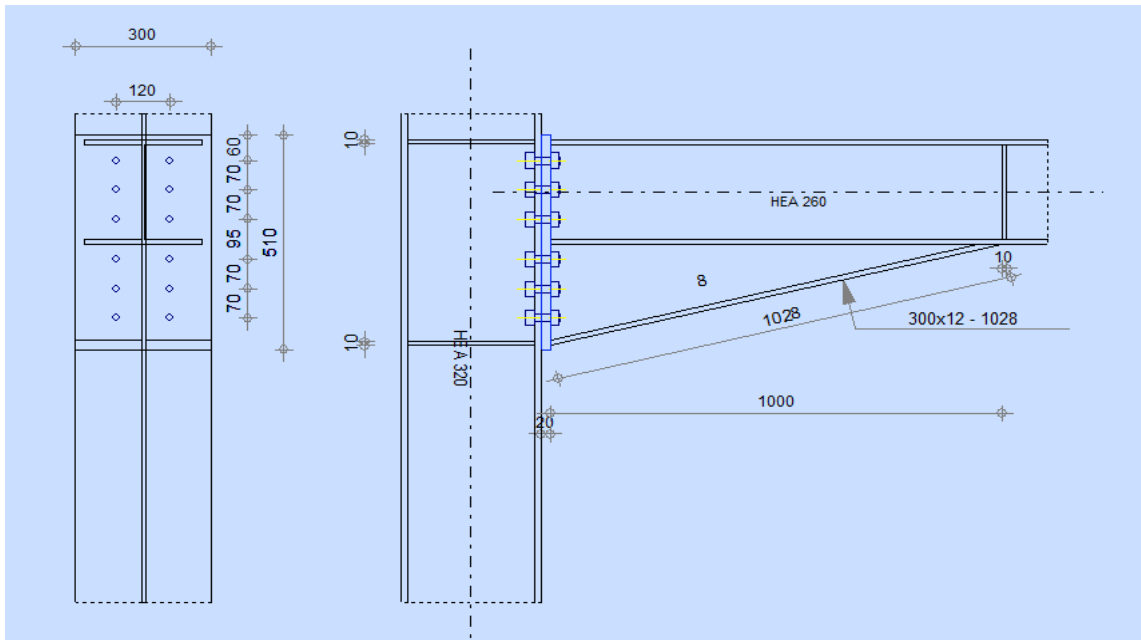


Figure.C.1. Assemblage poteau – poutre principale.

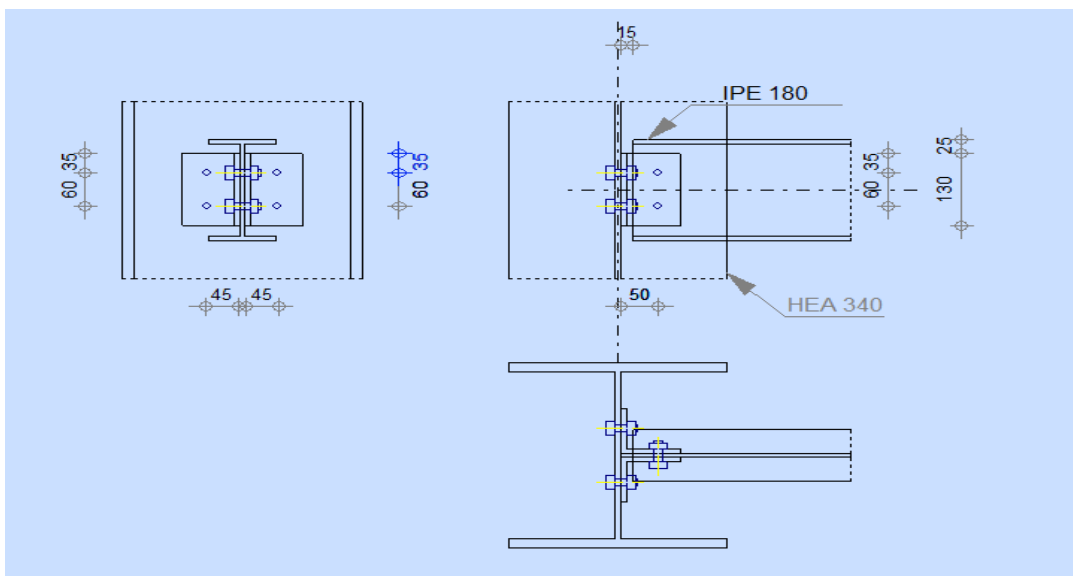


Figure.C.2. Assemblage poteau – poutre secondaire.

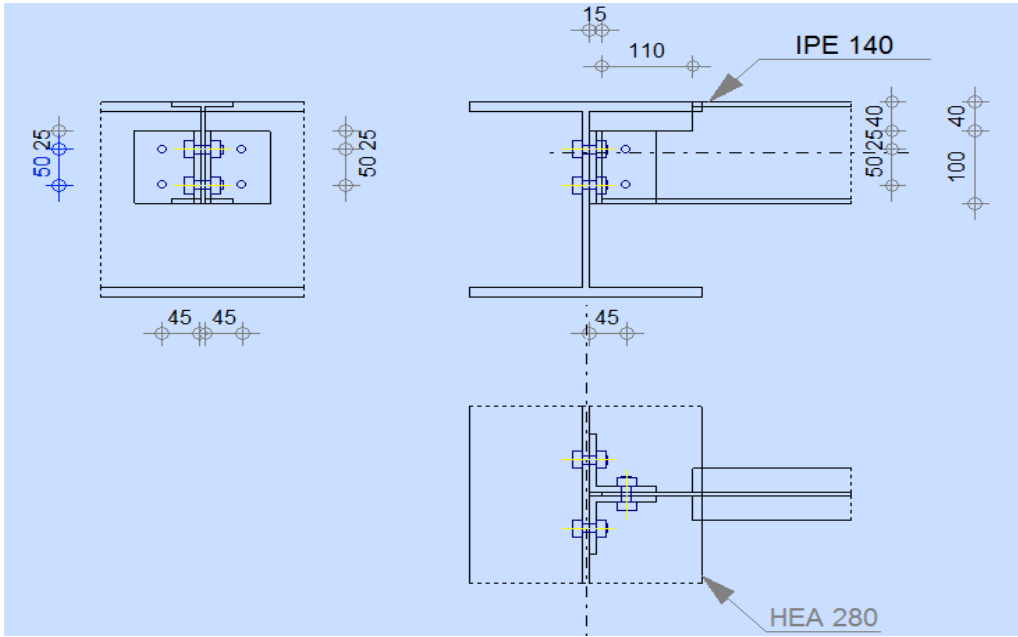


Figure.C3. Assemblage poutre – solive.

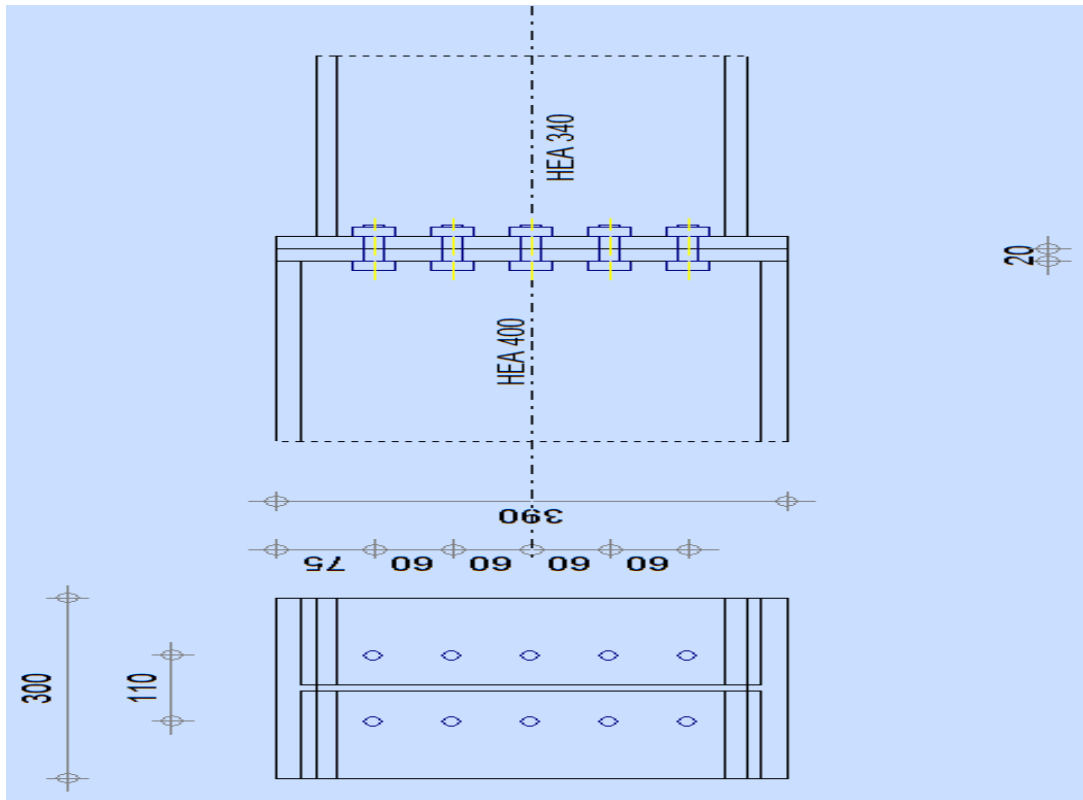


Figure C.4. Assemblage poteau – poteau.

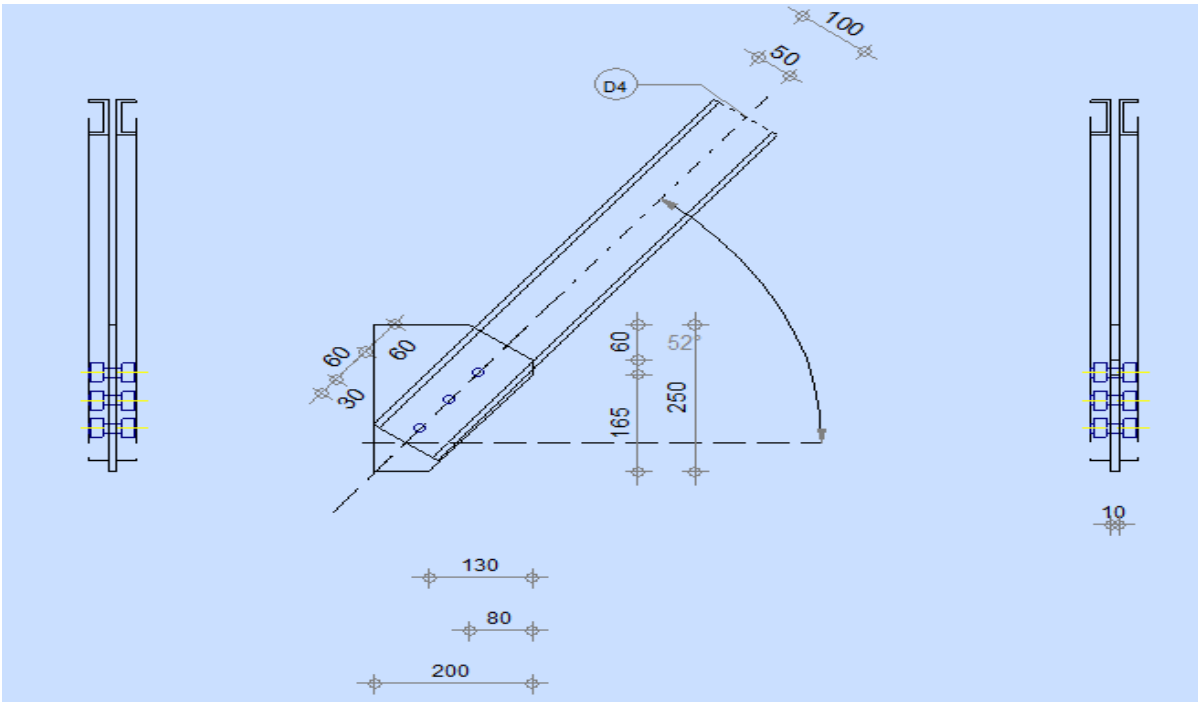


Figure C.5. Assemblage poteau – poteau.

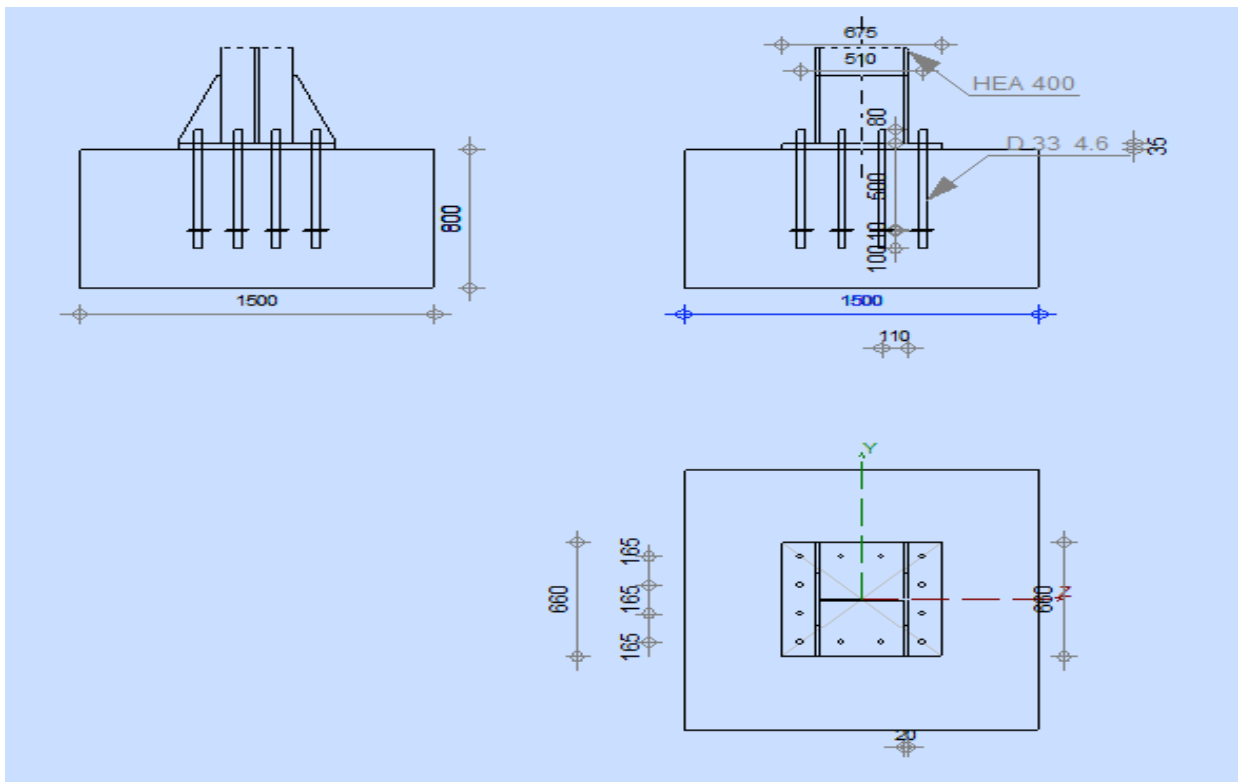


Figure C.6. Assemblage pied de poteau.

## ANNEXE D : FERRAILLAGE DES FONDATION PROFONDES

### D.T.U. 13.2 - PIEUX BÉTON

	Art. DTU →	Battu préfa §2.1	Battu pilonné §3.1	Battu moulé §3.2	Foré simple §4.1	Foré tubé §4.2	Foré boue §4.3	Tarière creuse §4.4	Vissé moulé §4.5
<b>Aciers longitudinaux</b>	FC		5	5	5	5	5		
Nombre minimum			12	12	12	12	12		
Diamètre minimum	mm	12	12	12	12	12	12		
% mini pour $A < 0,5 \text{ m}^2$		(0,8 %)	0,50 %	0,50 %	0,50 %	0,50 %	0,50 %		
– pour $0,5 < A < 1 \text{ m}^2$		(0,8 %)	0,50 %	0,50 %	25 cm <sup>2</sup>	25 cm <sup>2</sup>	25 cm <sup>2</sup>		
– pour $A > 1 \text{ m}^2$		(0,8 %)	0,50 %	0,50 %	0,25 %	0,25 %	0,25 %		
Espacement maximum	m		0,10	0,10	0,10	0,10	0,10		
Crochets		Interdit							
<b>Aciers transversaux</b>	FC	(0,15 % à 0,2 %)							
Diamètre minimum	mm	5					(8)		
Espacement maximum	m	0,20	0,20	0,20	0,35	0,35	0,35		
<b>Panier</b>			oui	oui	oui	oui	oui	non	(n + 1) (***)
Attentes (nombre)	EC		4	4	4	4	4		
– diamètre	m		12	12	12	12	12		
– longueur	m		2,00	2,00	2,00	2,00	2,00		
– débord minimum	m		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75		
– espacement			0,5 B	0,5 B	0,5 B	0,5 B	0,5 B		
<b>Enrobage</b>	cm	2,5 ou 4	4	4	7	4	7		
<b>Béton :</b>									
– dosage minimum	kg/m <sup>3</sup>	(350 à 400)	350	350	350	350	350	350(*)	350
– slump	cm		≤ 5	10 à 16	10 à 16	≥ 14 (18)	≥ 14 (18)	15 à 22	≥ 14 (18)
– granulats maximum	mm		25	25	35(**)	25	35(**)	15	25
<b>Majoration de 20 % de la contrainte béton si :</b>									
– impédance mécanique, 1 essai sur :		3	10	10	6 ou 3	6 ou 3	6 ou 3	10	10
– carottage mécanique, 1 essai sur :			100	100	50 ou 100	50 ou 100	50 ou 100	100	100
– transparence sonique (si pieux armés), 1 essai sur :		4		20	8	8	8		
<b>Tolérance d'excentrement</b>	cm	6	6	6	12	6	12	12	9

# ANNEXE E : RAPPORT GEOTECHNIQUE



www.ltpo-dz.com



**LABORATOIRE DES TRAVAUX  
PUBLICS DE L'OUEST**

Entreprise Publique Economique  
au capital social de 1 090 000 000 DA

**Unité  
de Tlemcen**

ltpo.tlemcen@ltpo-dz.com

Adresse  
Route Abou Tachfine  
BP 164  
13000 Tlemcen  
Algérie

Téléphone  
+213 (0) 43 38 05 42  
Télécopie  
+213 (0) 43 38 93 72

Registre de commerce 99 B 0103524 - Identification fiscale 099031010015039  
Article d'imposition 1301 8101001 - Identification statistique 099031010015057

BT N° 1051 del 900-17

**CLIENT :** AISSAT BENALI

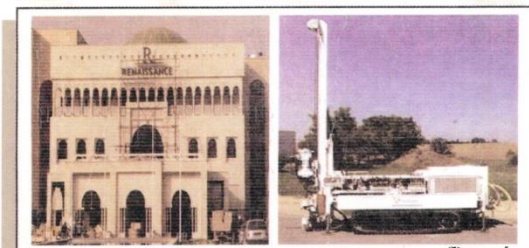
**Référence de Commande :** LC N° 01/16 DU 25/09/2016

## RAPPORT GEOTECHNIQUE

### ETUDE DE SOL

**PROJET :**

**PARKING A ETAGES  
BAB-EL DJIAD-TLEMEN**



**Dossier N° :** 65/ES/UT/2016

**Établi le :** 30 OCTOBRE 2016

RET.2E

## **ANNEXE F : PLANS ARCHITECTURAUX**

